



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

MATEUS ALVARENGA DE ALENCAR ARARIPE

**PROJETO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES DE UMA
EDIFICAÇÃO**

Florianópolis 2016

MATEUS ALVARENGA DE ALENCAR ARARIPE

**PROJETO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES DE UMA
EDIFICAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Professora Patricia de Oliveira Faria, Phd.

Florianópolis 2016

MATEUS ALVARENGA DE ALENCAR ARARIPE

PROJETO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE FUNDAÇÕES DE UMA
EDIFICAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em
Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de
Santa Catarina, para obtenção do título de Engenheiro Civil

Banca Examinadora:



Profa. Patricia de Oliveira Faria, PhD. - Orientadora
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Eng. Bernardo Zanetta Ganzo Pereira
Engenheiro Civil e Empresário

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Araripe, Mateus Alvarenga de Alencar

Projeto geotécnico e estrutural de fundações de uma
edificação / Mateus Alvarenga de Alencar Araripe ;
orientadora, Patricia de Oliveira Faria - Florianópolis,
SC, 2016.

151 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Fundações. 3. Estaqueamento. 4.
Pré-moldados. 5. Blocos de coroamento. I. Faria, Patricia
de Oliveira. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Um agradecimento especial aos meus pais, Gualter e Zilda, que forneceram todas as condições para que eu me desenvolvesse no âmbito pessoal e profissional. Agradeço também a todos meus amigos e colegas que tiveram, de alguma forma, alguma influência sobre esta conquista.

RESUMO

Este trabalho trata de todas as partes constituintes de um projeto de fundações desde sua concepção até sua execução final. O trabalho contempla o dimensionamento e detalhamento de estacas e blocos de coroamento para um empreendimento residencial multifamiliar localizado no município de Biguaçu-SC. Foram consideradas as características da região, da vizinhança, do solo, da arquitetura do edifício e dos esforços solicitantes. Os métodos utilizados contribuíram para estabelecer um projeto que buscou sempre pela segurança aliada a economia. Nos anexos finais, são apresentadas cinco plantas referentes ao empreendimento em questão, sendo as duas primeiras referentes aos documentos de topografia e planta de cargas e as três últimas referentes ao projeto de fundações objeto de estudo deste trabalho.

Palavras-chave: dimensionamento, detalhamento, fundações, estacas, blocos de coroamento, pré-moldado, hélice contínua.

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1 INTRODUÇÃO | 8 |
| 1.1 OBJETIVO GERAL | 8 |
| 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 8 |
| 1.3 EMBASAMENTO TEÓRICO | 9 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 10 |
| 2.1.1 Rocha | 10 |
| 2.1.2 Solo | 10 |
| 2.1.2.2 Silte | 12 |
| 2.1.2.3 Areia | 12 |
| 2.2 IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS | 12 |
| 2.2.1 Granulometria | 13 |
| 2.2.2 Plasticidade | 13 |
| 2.2.3 Compacidade | 13 |
| 2.2.4 Consistência | 13 |
| 2.3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO | 14 |
| 2.3.1 Spt (<i>Standard Penetration Test</i>) | 15 |
| 2.3.1.1 Procedimento | 16 |
| 2.3.1.2 Número e locação das sondagens | 17 |
| 2.3.1.3 Perfuração | 17 |
| 2.3.1.4 Amostragem e Nspt | 18 |
| 2.3.1.5 Critérios de paralisação | 19 |
| 2.3.2 CPT | 20 |
| 2.3.2.1 Procedimento | 21 |
| 2.3.2.2 Número e locação das sondagens | 21 |
| 2.3.2.3 Perfuração | 22 |
| 2.3.2.4 Caracterização do solo, qc, fs e fr | 22 |
| 2.4 FUNDAÇÕES | 24 |
| 2.4.1 Tipos de Fundações | 26 |
| 2.4.2 Sapatas de Fundação | 28 |
| 2.4.2.1 Vantagens | 28 |
| 2.4.2.2 Desvantagens | 29 |
| 2.4.2.3 Controle executivo | 29 |
| 2.4.3 Estaca Hélice Contínua Monitorada | 30 |
| 2.4.3.1 Vantagens | 31 |
| 2.4.3.2 Desvantagens | 32 |
| 2.4.3.3 Controle executivo | 32 |
| 2.4.4 Estaca Pré-Moldada de Concreto | 33 |
| 2.4.3.1 Vantagens | 35 |
| 2.4.3.2 Desvantagens | 36 |
| 2.4.3.3 Controle executivo | 36 |
| 2.5 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS | 37 |
| 2.5.1 Capacidade de Carga | 38 |
| 2.5.2 Efeito de Grupo | 41 |
| 2.5.3 Atrito Negativo | 42 |
| 2.5.4 Recalques | 42 |
| 2.5.5 Carga Admissível | 46 |
| 2.5.6 Carga de Catálogo | 47 |

| | |
|--|-----|
| 2.5.7 Provas de Carga | 49 |
| 2.5.7.2 Provas de carga dinâmicas | 51 |
| 2.5.8 Estacas Submetidas a outro Tipo de Carregamento | 53 |
| 2.6 BLOCOS DE COROAMENTO | 56 |
| 2.6.1 Dimensionamento | 57 |
| 2.6.1.1 Dimensões de bloco sobre 1 estaca..... | 57 |
| 2.6.1.2 Dimensões de bloco sobre 2 estacas..... | 59 |
| 2.6.1.3 Dimensões de bloco sobre 3 estacas..... | 61 |
| 2.6.1.4 Dimensões de bloco sobre 4 estacas..... | 62 |
| 2.6.2 Armadura dos blocos de coroamento | 64 |
| 2.6.2.1 Armadura de flexão | 64 |
| 2.6.2.2 Armadura de distribuição..... | 64 |
| 2.6.2.3 Armadura de suspensão | 64 |
| 2.6.2.4 Armadura de arranque dos pilares | 65 |
| 2.6.2.5 Armadura lateral e superior | 65 |
| 2.6.3 Cálculo de Armadura de Blocos de Coroamento | 65 |
| 2.6.3.1 Armadura de bloco sobre 1 estaca..... | 65 |
| 2.6.3.2 Armadura de bloco sobre 2 estacas..... | 67 |
| 2.6.3.3 Armadura de bloco sobre 3 estacas | 69 |
| 2.6.3.4 Armadura de bloco sobre 4 estacas..... | 71 |
| 3 CARACTERIZAÇÃO E COLETA DE DADOS DO EMPREENDIMENTO | 74 |
| 3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DO ESTUDO | 74 |
| 3.2.1 Levantamento Topográfico | 75 |
| 3.2.2 Relatório de Sondagem SPT | 78 |
| 3.2.3 Projeto Estrutural | 86 |
| 3.2.4 Análise Geotécnica | 87 |
| 4 PROJETO DE FUNDAÇÃO DO EMPREENDIMENTO | 96 |
| 4.1 ESTAQUEAMENTO | 96 |
| 4.2 BLOCOS SOBRE ESTACAS | 106 |
| 4.3 VIGAS DE BALDRAME | 130 |
| 5 CHECKLIST PROJETO E EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO | 138 |
| 6 CONCLUSÃO | 142 |
| 7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 144 |
| ANEXOS | 145 |
| REFERÊNCIAS | 150 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 1 – Equipamento de sondagem SPT | 16 |
| FIGURA 2 – Características do amostrador padrão | 19 |
| FIGURA 3 – Relatório de sondagem SPT | 20 |
| FIGURA 4 – Esquema de perfuração CPT | 21 |
| FIGURA 5 – Classificação do tipo de solo sondagem CPT | 23 |
| FIGURA 6 – Relatório de sondagem CPT | 24 |
| FIGURA 7 – Manifestações patológicas das fundações | 26 |
| FIGURA 8 – Tipos de fundação direta | 27 |
| FIGURA 9 – Tipos de fundação profunda | 28 |
| FIGURA 10 – Sequência executiva da estaca hélice contínua | 30 |
| FIGURA 11 – Relatório de execução de estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada | 33 |
| FIGURA 12 – Bate-estacas cravando estaca de concreto pré-moldado | 34 |
| FIGURA 13– Diagrama de esforço normal na estaca | 44 |
| FIGURA 14– Âbaco de flexão composta na estaca | 48 |
| FIGURA 15 – Prova de carga estática em sistema de reação com tirantes | 49 |
| FIGURA 16 – Prova de carga estática em sistema de reação com cargueira | 50 |
| FIGURA 17 – Prova de carga estática em sistema de reação mista | 50 |
| FIGURA 18 – Prova de carga dinâmica | 52 |
| FIGURA 19 – Esquema de instrumentação dinâmica usual | 52 |
| FIGURA 20 – Cálculo do esforço resultante nas estacas para blocos de duas, três e quatro estacas | 55 |
| FIGURA 21 – Bielas de compressão em bloco sobre 2 estacas | 57 |
| FIGURA 22– Bloco sobre 1 estaca | 58 |
| FIGURA 23 – Bloco sobre 2 estacas | 60 |
| FIGURA 24– Bloco sobre 3 estacas | 61 |
| FIGURA 25– Bloco sobre 4 estacas | 63 |
| FIGURA 26 – Exemplo de detalhamento da armadura em bloco sobre uma estaca | 66 |
| FIGURA 27 – Exemplo de detalhamento da armadura em bloco sobre duas estacas | 67 |
| FIGURA 28 – Exemplo de detalhamento da armadura em bloco sobre três estacas | 70 |
| FIGURA 29 – Tipos de detalhamento das armaduras principais em blocos sobre quatro estacas | 72 |
| FIGURA 30 – Exemplo de detalhamento da armadura em blocos sobre quatro estacas | 73 |
| FIGURA 31 -Localização do empreendimento | 74 |
| FIGURA 32 – Estação total da fabricante TOPCON, série GPT 3000 | 76 |
| FIGURA 33 – Glebas de desmembramento do terreno | 77 |
| FIGURA 34 – Área do terreno do Empreendimento – Gleba | 77 |
| FIGURA 35 – Projeção da edificação no terreno | 78 |
| FIGURA 36 – Execução de furo de sondagem SPT | 79 |
| FIGURA 37 – Croqui de locação dos furos de sondagem | 80 |
| FIGURA 38 – Furo de sondagem SP01 | 81 |
| FIGURA 39 – Furo de sondagem SP02 | 82 |
| FIGURA 40 – Furo de sondagem SP2A | 83 |
| FIGURA 41 – Furo de sondagem SP2B | 84 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 42 – Furo de sondagem SP03 | 85 |
| FIGURA 43 – Corte esquemático da edificação | 86 |
| FIGURA 44 – Estaca centrifugada em posição de cravação | 89 |
| FIGURA 45 – Pilar PE100 19x50 sobre uma estaca ϕ 33cm | 98 |
| FIGURA 46 – Pilar P14 19x99 sobre duas estacas ϕ 50 cm | 100 |
| FIGURA 47 – Pilar P3A 19x70 sobre três estacas ϕ 42 cm | 102 |
| FIGURA 48 – Pilar P19 19x99 sobre quatro estacas ϕ 50 cm | 105 |
| FIGURA 49 – Dimensões e detalhamento bloco BE100 sobre uma estaca ϕ 33 cm | 110 |
| FIGURA 50 – Dimensões e detalhamento bloco B12 sobre duas estacas ϕ 50 cm | 114 |
| FIGURA 51 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Corte | 119 |
| FIGURA 52 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta A | 120 |
| FIGURA 53 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta B | 121 |
| FIGURA 54 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta C | 122 |
| FIGURA 55 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Corte | 126 |
| FIGURA 56 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta A | 127 |
| FIGURA 57 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta B | 128 |
| FIGURA 58 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta C | 129 |
| FIGURA 59 – Caso crítico: vigia com momentos aplicados em sentidos opostos nas extremidades | 131 |
| FIGURA 60 – Caso crítico:diagrama de esforço cortante | 131 |
| FIGURA 61 – Caso crítico:diagrama de momentos fletores | 132 |
| FIGURA 62 – Tabela Kc e Ks para flexão simples | 133 |
| FIGURA 63 – Detalhamento da Viga de Rigidez | 137 |
| FIGURA 64 – Checklist, parte 1 | 139 |
| FIGURA 65 – Checklist, parte 2 | 140 |
| FIGURA 66 – Lista de eventuais problemas executivos, parte 1 | 141 |
| FIGURA 67 – Lista de eventuais problemas executivos, parte 2 | 142 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| TABELA 1 – Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos | 11 |
| TABELA 2– Coeficiente K e razão de atrito α | 40 |
| TABELA 3– Fatores de correção F1 e F2 | 40 |
| TABELA 4 – Cargas de catálogo estacas SCAC centrifugada | 48 |
| TABELA 5 – Tabela de solicitações dos pilares da edificação | 87 |
| TABELA 6 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 33 cm..... | 92 |
| TABELA 7 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 38 cm..... | 93 |
| TABELA 8 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 42 cm..... | 94 |
| TABELA 9 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 50 cm..... | 95 |
| TABELA 10 – Tabela do estaqueamento | 105 |

1 INTRODUÇÃO

No cenário atual da construção civil, ainda persiste uma certa cultura em determinados construtores de que não é necessário tanto cuidado com a parte de infraestrutura da obra. É comum a crença de que não são necessários ensaios de reconhecimento do solo considerando-se as experiências bem sucedidas de construções anteriores sem contemplar sondagens. É também comum a crença de que o concreto utilizado nas fundações pode ter classe de resistência bem menor do que nas demais peças estruturais da obra.

É pressuposto de que tais crenças são um “prato cheio” para futuras manifestações patológicas das obras e consequentes gastos desnecessários em tais empreendimentos.

A etapa de fundações consome uma fatia considerável do orçamento da construção, seja pelo consumo de materiais ou pelo gasto na contratação de serviços e máquinas de terceiros, portanto uma boa escolha das fundações deve aliar sempre economia e a segurança necessária.

Neste trabalho, serão descritas todas as etapas constituintes de um projeto de fundação de uma edificação residencial de 12 pavimentos situada na cidade de Biguaçu-SC no bairro Rio Caveiras. Serão dimensionadas e detalhadas as estruturas pertencentes à fundação da obra e serão feitas as verificações necessárias nas áreas de projeto, execução e desempenho da edificação.

1.1 OBJETIVO GERAL

Elaborar um projeto de fundações econômico e seguro com base nos conhecimentos adquiridos ao longo do curso de Fundações e Estruturas de Fundações.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Definir o tipo de investigação geotécnica pertinente para o terreno e o perfil geotécnico do solo com base nos furos de sondagem.

Escolher, dimensionar e detalhar o tipo de fundação pertinente para a obra.

Fazer as verificações necessárias para o bom funcionamento da fundação.

Elaborar um quantitativo do consumo de materiais referentes aos serviços de fundação.

Elaborar um checklist de controle para o projeto, execução e desempenho da obra.

1.3 EMBASAMENTO TEÓRICO

O presente trabalho levará em conta Normas Técnicas, obras literárias de autores da área e consultas a especialistas de geotecnia e estruturas. Os documentos referentes ao empreendimento em si, incluindo plantas topográficas e relatórios de sondagem foram obtidos diretamente com os prestadores de serviço.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÕES

Para o dimensionamento das fundações, é necessário o conhecimento das camadas de material que compõem o subsolo do terreno em questão.

De acordo com Pinto (1998, p.51), “a Engenharia de Fundações é uma arte que se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado, e isto não se faz sem atentar para as peculiaridades dos solos”.

Em engenharia de fundações, o material de estudo pode ser dividido em: rochas e solos (BOTELHO, 2007).

2.1.1 Rocha

De acordo com a NBR 6502:1993, p.1, *Rocha* é o “material sólido, consolidado e constituído por um ou mais minerais, com características físicas e mecânicas específicas para cada tipo”.

Dependendo de sua origem, são classificadas como magmática, sedimentar e metamórfica.

2.1.2 Solo

Os *solos* são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários.

Suas partículas são formadas a partir da desagregação de rochas por ações físicas e químicas e são constituídas de agregações de minerais distintos (PINTO, 1998).

A característica fundamental que diferencia os solos é o tamanho de suas partículas. Os valores mais aceitos para caracterização do tipo de solo podem ser vistos na tabela 1.

Para obras de fundação, o solo é o objeto de maior análise visto que as suas características são, em geral, diferentes para cada local, portanto, se faz necessário

que antes de cada obra, seja feito um estudo para a caracterização do subsolo do empreendimento.

É importante conhecer as propriedades dos solos em questão, tais quais, granulometria, permeabilidade, resistência ao cisalhamento e tensão admissível.

Os solos em geral são divididos em três grandes grupos de acordo com sua granulometria conforme a tabela a seguir.

TABELA 1 – Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos

| Tipo de solo | Limite das frações de solo | |
|---------------------|-----------------------------------|------------------------|
| | Limite Inferior | Limite Superior |
| Pedregulhos | 2 (ou 4,8) mm | 15 cm |
| Areias | 0,075 (ou 0,06) mm | 2 (ou 4,8) mm |
| Silte | 0,002 (ou 0,005) mm | 0,075 (ou 0,06) mm |
| Argilas | - | 0,002 (ou 0,005) mm |

Fonte: Pinto, 1998

Como pode-se ver na tabela, os valores da classificação dos solos pelo tamanho dos grãos não são únicos. Tais valores variam de acordo com os sistemas de classificação.

Para este trabalho, serão descritos os valores da NBR 6502:1993.

2.1.2.1 Argila

As argilas são caracterizadas, além de sua granulometria fina, também por sua plasticidade, impermeabilidade e coesão. Suas partículas são invisíveis ao olho humano e possuem dimensões menores que 0,002 mm.

Devido à sua coesão, é possível fazer cortes praticamente verticais. Em escavações neste tipo de solo, em geral, não ocorrem problemas de alagamento graças à sua baixa permeabilidade.

A resistência das argilas é medida em função de sua consistência, ou seja, a facilidade com a qual ela pode ser deformada sem sofrer ruptura. Os estados de consistência são muito mole, mole, médio, rijo e duro.

2.1.2.2 Silte

De acordo com a NBR 6502 (1993), o *Silte* é um solo intermediário (entre argila e areia) que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exibe baixa resistência quando seco ao ar. Suas partículas possuem diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm.

Um método utilizado em campo para diferenciar um solo siltoso de um solo argiloso consiste em sujar as mãos com uma amostra deste solo e lavá-la com água em seguida. Caso a lavagem retire todo o material, indica que o solo é siltoso. Uma maior dificuldade na limpeza das mãos indica um solo argiloso.

2.1.2.3 Areia

Solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm.

As areias ainda podem ser divididas em:

- Areia fina - Grãos de diâmetro compreendido entre 0,06 mm e 0,2 mm;
- Areia média - Grãos de diâmetro compreendido entre 0,20 mm e 0,60 mm;
- Areia grossa - Grãos de diâmetro compreendido entre 0,60 mm e 2,0 mm.

Em virtude de sua granulação grossa e sua falta de coesão, as areias possuem grande permeabilidade e não possuem boa estabilidade para escavações.

A resistência das areias é medida em função de sua compactidade, ou seja, o estado de compactação do solo, podendo ser ele fofo, pouco compacto, medianamente compacto, compacto e muito compacto.

2.2 IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS

A NBR 7250 (1982, p.1),

fixa as condições exigíveis para a identificação e formulação da nomenclatura descritiva de amostras de solo obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos para fins de engenharia civil, baseadas em exames tátil-visuais e cuja finalidade é a apresentação de perfis geotécnicos.

As amostras devem identificadas através das seguintes características: granulometria, plasticidade, compacidade, consistência, cor e origem (no caso de solos orgânicos, residuais ou sedimentares).

2.2.1 Granulometria

Dimensões das partículas. Procura-se classificar o solo nas três divisões: solos grossos, solos intermediários e solos finos.

2.2.2 Plasticidade

Propriedade de solos argilosos que, dependendo do seu teor de umidade, consegue sofrer grandes deformações permanentes, sem que haja ruptura, fissuramento ou variação apreciável de seu volume.

O índice de plasticidade de um solo é importante para sua classificação e até para a escolha da alternativa de fundação visto que solos argilosos duros e muito plásticos, geram grande dificuldade de execução em estacas hélice contínua, obrigando a máquina que executa o serviço a possuir grande torque nominal.

2.2.3 Compacidade

Propriedade exclusiva, para designação do estado de compactação dos depósitos de solos granulares grossos: fofo, pouco compacto, medianamente compacto, compacto e muito compacto.

2.2.4 Consistência

Propriedade exclusiva para solos finos que exprime a facilidade relativa com a qual eles podem ser deformados; são elas: muito mole, mole, médio, rijo e duro.

Tanto a compacidade quanto a consistência podem ser medidas por ensaio penetrométrico na sondagem de simples reconhecimento do solo - SPT.

2.3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Para a elaboração de projetos geotécnicos em geral e de fundações, é necessária a identificação e classificação das camadas pertencentes ao substrato no qual a obra será assente.

De acordo com Almeida et al. (1998), a determinação das propriedades do solo poderia ser feita, a priori, em laboratório, contudo, na prática há a predominância quase total de ensaios “in situ” para a obtenção de tais dados, ficando a investigação de laboratório restrita a alguns casos especiais em solos coesivos.

Tal fato deve-se ao baixo custo dos ensaios de campo em comparação aos de laboratório e também das dificuldades advindas da manutenção do estado natural das amostras que serão ensaiadas.

A investigação geotécnica produz o melhor documento para a tomada de decisão do tipo de fundação a ser utilizada. É necessário conhecer os tipos de solos compõem as camadas do subsolo, suas respectivas espessuras e a posição do nível freático para que se faça a caracterização do subsolo.

Deve-se aferir a resistência de tais camadas e verificar também a presença de matacões para que, ao fim, possa-se tomar a melhor decisão na escolha da alternativa de fundação.

Dentre os métodos existentes de investigação do subsolo, alguns se destacam pela maior difusão no mercado. São eles:

- “*Standard Penetration Test*” – SPT;
- O “*Standard Penetration Test*” complementado com as medidas de torque – SPT-T;
- “*Cone Penetration Test*” – CPT;
- O “*Cone Penetration Test*” complementado com as medidas de pressão neutra – CPT-U;
- O Ensaio de Palheta – “*Vane Test*”;
- Os Pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes);
- O Dilatômetro de Marchetti;
- Os Ensaios de Carregamento de Placa.

O SPT é, de longe, o ensaio mais difundido no mercado, no entanto a tendência é substituí-lo pelo SPT-T, tendo em vista que ambos têm praticamente o mesmo custo.

Outro ensaio que tem se popularizado é o CPT, que geralmente é feito em casos especiais onde se julgue uma análise mais detalhada do terreno.

Para este trabalho serão descritos e comparados apenas os ensaios SPT e CPT em virtude de serem os ensaios mais difundidos do mercado.

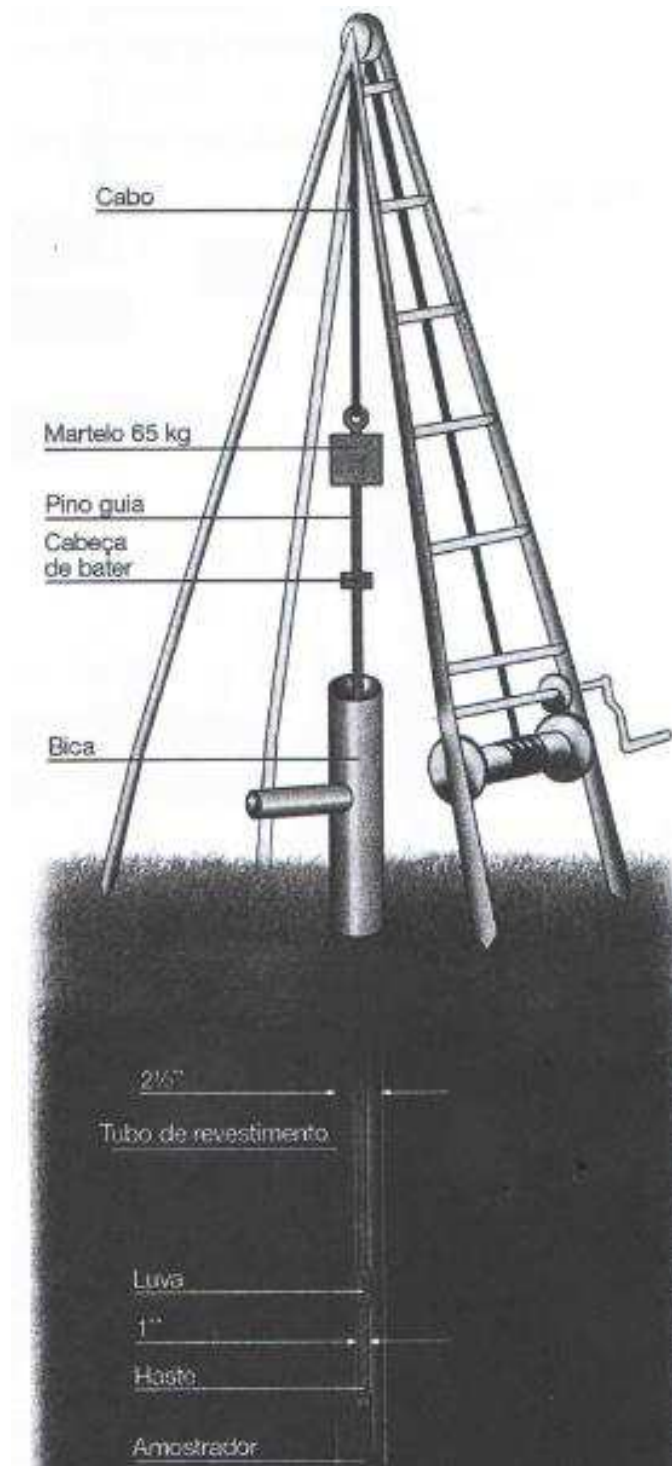
2.3.1 Spt (*Standard Penetration Test*)

A sondagem à percussão é um procedimento capaz tanto de amostrar o subsolo quanto de medir a sua resistência.

O SPT é o método mais difundido de investigação do subsolo, em muito, devido à simplicidade de execução e alto custo-benefício visto que os ensaios geralmente são baratos e os dados retirados são suficientes para um bom embasamento do projeto de fundações.

A NBR 6484:2001 prescreve o método de execução deste tipo de sondagem.

FIGURA 1 – Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2012

2.3.1.1 Procedimento

Será descrito, a seguir, o procedimento para realização de uma sondagem SPT.

2.3.1.2 Número e localização das sondagens

De acordo com a NBR 8036 (1983, p.1)

O número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo.

As sondagens devem ser no mínimo de uma para cada 200,00 m² em edifícios que tenham área de projeção até 1.200,00 m².

Para áreas entre 1.200,00 m² e 2.400,00 m², deve-se acrescentar uma sondagem a cada 400,00 m². Acima de 2.400 m², o responsável deve fixar o número de sondagens necessárias excedentes.

Para quaisquer circunstâncias deve-se utilizar, pelo menos:

- 2 sondagens para construções até 200,00 m²;
- 3 sondagens para construções entre 200,00 m² e 400,00 m².

Ademais, os furos de sondagem devem estar dispostos em locais estratégicos para que os furos tenham maior representação do perfil real do subsolo.

As sondagens devem estar distribuídas em toda a área e, quando o número de sondagens for superior a três, elas não devem ser distribuídas ao longo de um mesmo alinhamento.

A locação de cada furo de sondagem é feita, geralmente, com trena de rolo, ou com equipamento de medição em casos especiais. A marcação da sondagem no terreno é feita cravando-se uma estaca testemunha ou um piquete devidamente identificado.

2.3.1.3 Perfuração

De acordo com a NBR 6484 (2001, p.11),

A sondagem deve ser iniciada com emprego do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m, seguindo-se a instalação até essa profundidade, do primeiro segmento do tubo de revestimento dotado de sapata cortante.

A partir deste primeiro metro de profundidade, inicia-se o processo de cravação do amostrador padrão

Após a cravação, é feito o avanço com a escavação do furo por meio de trado helicoidal, ou por meio de circulação de água quando o trado tem muita dificuldade em avançar no terreno ou quando o solo não é aderente ao trado.

A operação de perfuração por circulação de água é realizada utilizando-se o trépano de lavagem como ferramenta de escavação e o material escavado é removido por meio de circulação de água, realizada por meio de bomba d'água motorizada.

Cada metro de perfuração é dividido em dois segmentos. O primeiro consiste na cravação do amostrador padrão ao longo de 45,00 cm, através da queda de um martelo de 65,00 kg, elevado a uma altura de 75,00 cm.

A segunda parte, nos 55,00cm restantes, é o avanço rápido, geralmente feito com circulação de água através do trépano.

2.3.1.4 Amostragem e Nspt

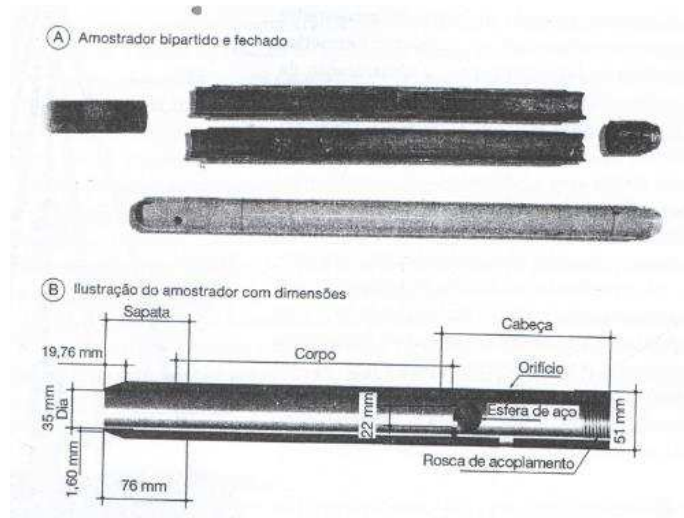
A cada metro de perfuração, são recolhidas as amostras confinadas no amostrador e é aferida a resistência à penetração da camada de solo em questão.

Quando o amostrador é sacado do furo, após a cravação dos 45 cm iniciais, ele é aberto para que o solo receba uma análise tátil-visual do operador.

A soma dos golpes necessários à cravação dos últimos 30 golpes do amostrador é designada por N ou Nspt (ALMEIDA, et al., 1998).

Para o controle de cravação exata dos últimos 30 cm do amostrador, geralmente é feita uma marcação com giz a cada 15 cm nas hastes do conjunto. O Nspt é o equivalente ao número de golpes necessários para cravar os dois últimos segmentos da marcação.

FIGURA 2 – Características do amostrador padrão



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2012

2.3.1.5 Critérios de paralisação

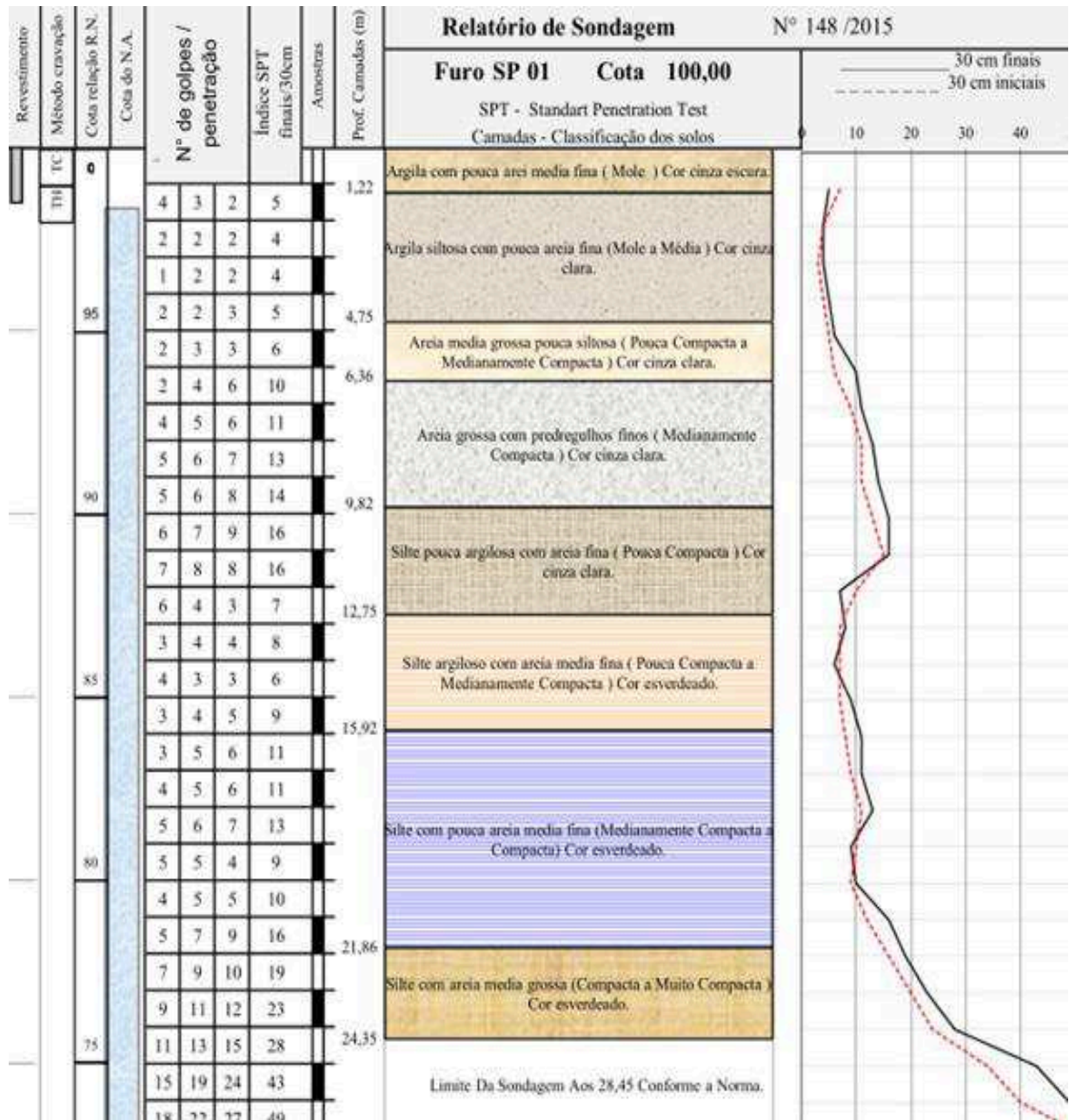
A NBR 6484:2001 fornece critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens porém o tipo de obra ou mesmo certos critérios de projeto podem exigir graus mais severos de paralisação.

De acordo com a NBR 6484 (2001), O processo de perfuração por circulação de água, associado aos ensaios penetrométricos (Nspt), deve ser utilizado até onde se obtiver, nesses ensaios, uma das seguintes condições:

- Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão;
- Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão;
- Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.

O responsável também pode apresentar justificativas de projeto que admitam a interrupção da sondagem anteriormente aos critérios acima estabelecidos.

FIGURA 3 – Relatório de sondagem SPT



Fonte: Acervo pessoal do autor

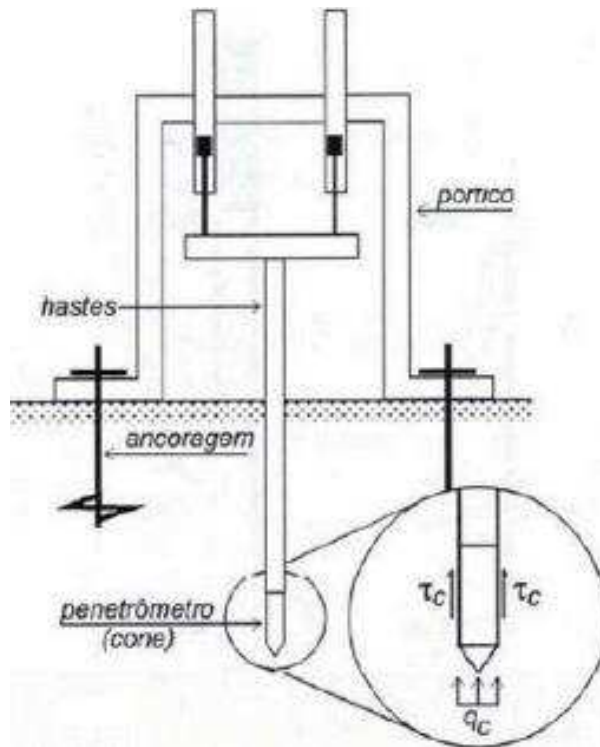
2.3.2 CPT

Uma alternativa ao ensaio SPT, é o ensaio CPT (*Cone Penetration Test*), ou simplesmente ensaio de cone.

Este ensaio vem se popularizando devido à sua rapidez de execução e a confiabilidade dos resultados.

No Brasil, o CPT é regulamentado pela NBR 12069:1991.

FIGURA 4 – Esquema de perfuração CPT



Fonte: Edital ESAF nº 66, DNIT, 2013

2.3.2.1 Procedimento

Será descrito, na sequência, o procedimento para realização de uma sondagem CPT.

2.3.2.2 Número e localização das sondagens

Para definir a quantidade e a localização dos furos de sondagem, pode-se seguir os critérios da NBR 8036:1983, já descritos na seção 2.3.1.2, seguindo a mesma lógica do programa de sondagem SPT.

2.3.2.3 Perfuração

O equipamento de cravação consiste em uma estrutura de reação, sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Em geral são usados sistemas hidráulicos, sendo os pistões acionados por bomba hidráulica acoplada a um motor. Uma válvula de controle de vazão permite o controle da velocidade de cravação durante o ensaio (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

De acordo com a NBR 12069 (1991), deve-se posicionar o equipamento de cravação de maneira que se garanta a verticalidade, com tolerância máxima de 1%, para se iniciar a cravação da ponteira. A ponteira do tipo cone ou cone atrito deve ser cravada de maneira contínua a uma velocidade padronizada (20 ± 5 mm/s).

2.3.2.4 Caracterização do solo, qc, fs e fr

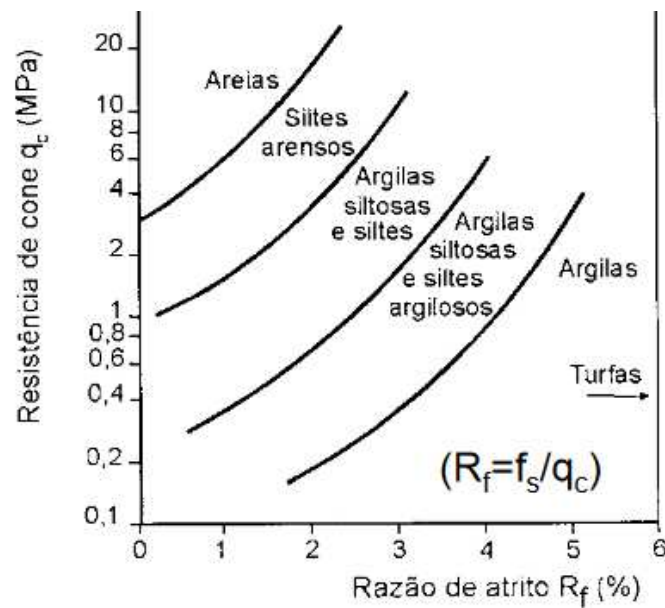
Segundo a NBR 12069:1991, o registro dos valores de cada componente de resistência deve ser feito a cada, pelo menos, 20 cm.

A leitura da resistência à cravação é obtida de acordo com o peso próprio do equipamento ou ainda pela fixação de hélices de ancoragem ao solo, de forma automática ou manual (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os dados obtidos são armazenados em equipamento computacional onde são avaliadas as estratigrafias e armazenadas as parcelas respectivas a resistência de ponta do cone – qc, a parcela de resistência correspondente ao atrito lateral, para casos de cone atrito - fs e a razão de atrito fr.

Para caracterizar os tipos de solo, são utilizados métodos gráficos que correlacionam qc e fr. Um método simples pode ser visto na figura a seguir onde $fr = R_f$.

FIGURA 5 – Classificação do tipo de solo sondagem CPT.

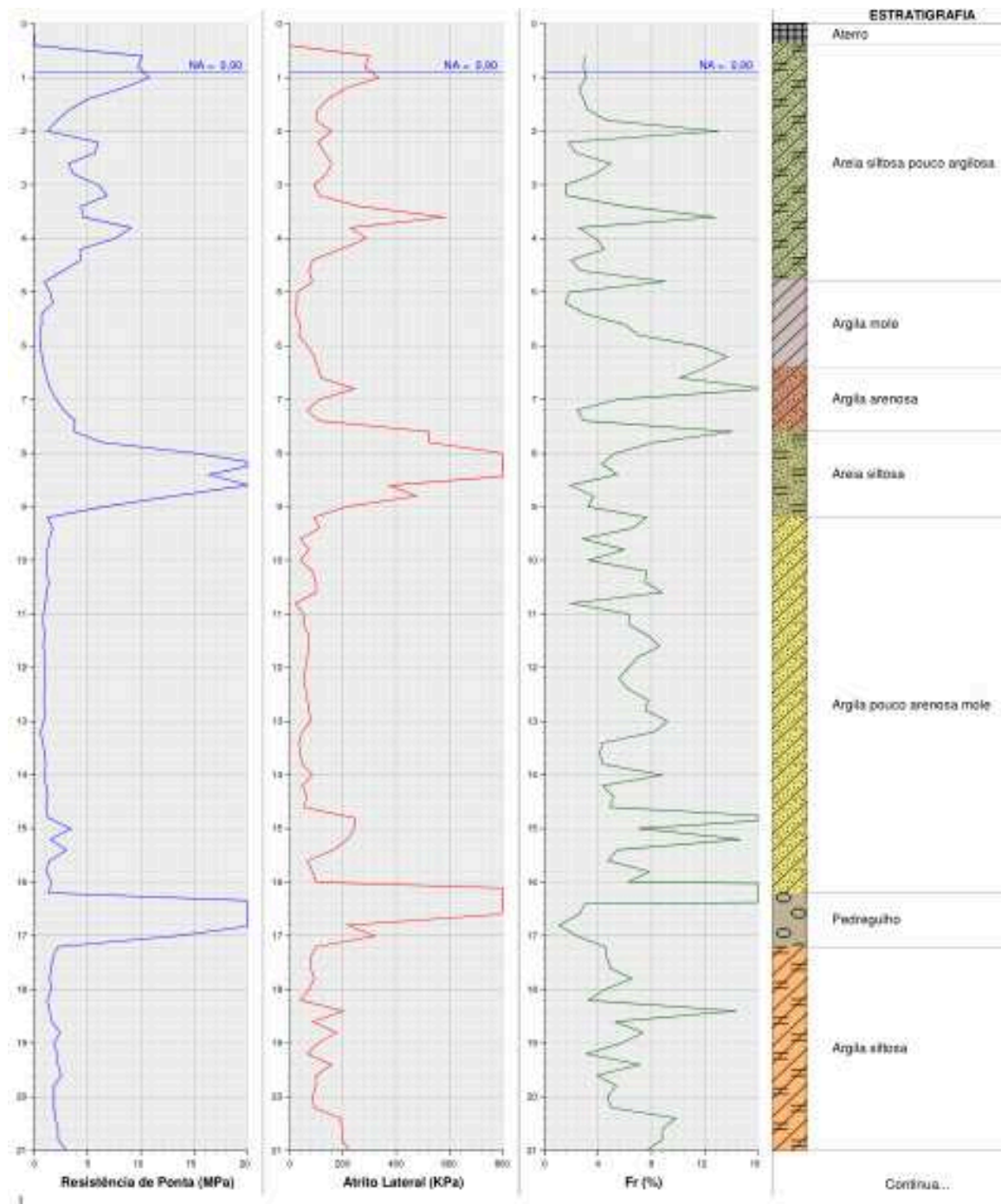


Fonte: Robertson e Campanella (1983).

Dentre os métodos de cálculo para dimensionamento de fundações utilizando como base o ensaio CPT, deve-se citar o método de Philipponnat (1979) como um dos métodos mais aceitos para dimensionar as fundações profundas.

Apesar de apresentar resultados muito consistentes, o CPT ainda é menos utilizado do que o SPT devido ao custo mais elevado e por depender de equipamentos relativamente mais caros.

FIGURA 6 – Relatório de sondagem CPT



Fonte: acervo pessoal do autor

2.4 FUNDAÇÕES

Segundo Velloso e Lopes (1998), a concepção de fundações pode ser tratada como um misto de ciência e arte.

O projetista deve dispor das ferramentas que possuir no momento da concepção do projeto para dimensionar a melhor solução de fundação possível, onde nem sempre a solução adotada é comum ou usual.

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: Fundações rasas (ou diretas) e fundações profundas (ou indiretas).

Sua função primordial, tanto nas fundações diretas ou indiretas, consiste em resistir e transmitir com segurança os esforços solicitantes da estrutura ao solo ou rocha onde estão assentes.

De acordo com Velloso e Lopes (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- Topografia da área: Levatamento topográfico, dados sobre taludes e encostas no terreno, dados sobre erosões;
- Dados geológico-geotécnicos: Investigação de subsolo, mapas, fotos, relatos de experiências anteriores na região de construção;
- Dados da estrutura a ser construída: tipo e uso da obra, sistema estrutural, as cargas que a fundação recebe.

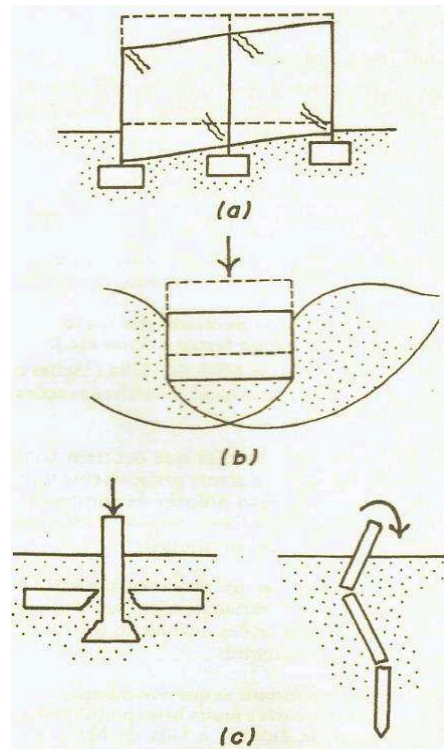
Não é sempre que o projetista vai ter em mãos todos os dados supracitados para a elaboração do projeto, devendo o mesmo julgar se dispõe de informações minimamente necessárias para a elaboração de um projeto seguro.

Os requisitos básicos de um projeto de fundações são que as mesmas não ultrapassem o estado limite último (ELU), tanto quanto o estado limite de serviço (ELS), portanto o projeto deve garantir, segundo Velloso e Lopes (1998):

- Deformações aceitáveis;
- Segurança adequada ao colapso do maciço de fundação;
- Segurança adequada ao colapsos dos elementos estruturais.

As consequências do não atendimento dos requisitos acima estão demonstradas na figura a seguir:

FIGURA 7 – Manifestações patológicas das fundações



Fonte: Velloso e Lopes (1998).

É retratado em (a) da figura acima, recalques excessivos da fundação, comprometendo o ELS da estrutura.

Em (b) ocorre o colapso do maciço de fundação e em (c) o colapso da estrutura de fundação, comprometendo o ELU da estrutura em ambos os casos.

Antes de projetar a fundação, há de se atentar para que todos os requisitos básicos sejam cumpridos.

2.4.1 Tipos de Fundações

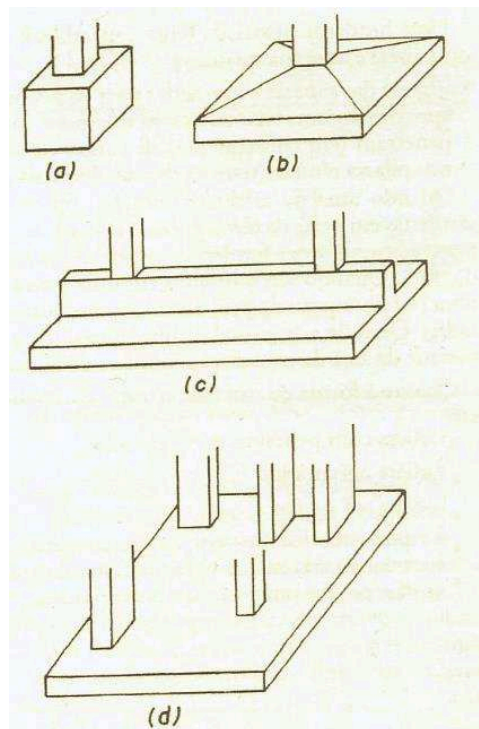
Conforme o item 2.4, as fundações podem ser classificadas em dois grandes grupos: Fundações rasas (ou diretas) e fundações profundas (ou indiretas).

De acordo com a NBR 6122 (2010), para classificar o elemento de fundação, se verifica a profundidade da ponta ou da base do elemento. Caso a profundidade de assentamento da fundação for inferior ao dobro de sua menor dimensão, ela é considerada superficial; caso seja superior e tenha, no mínimo, 3,00 m de comprimento, ela é considerada profunda.

As fundações diretas são, geralmente, elementos de fundação mais simples e econômicos do que as fundações profundas, logo serão utilizadas caso seja possível.

Tal tipo de fundação, transmite as cargas ao maciço em que está assente, exclusivamente pela base. Alguns tipos de fundação direta estão listados na figura em sequência.

FIGURA 8 – Tipos de fundação direta



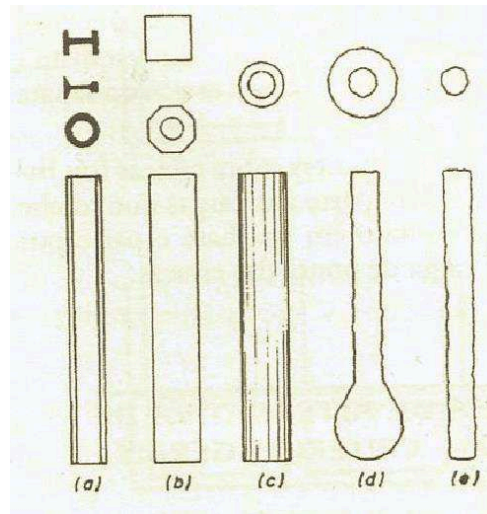
Fonte: Velloso e Lopes (1998)

Tipos de fundação direta: (a) *bloco*. (b) *sapata*. (c) *viga de fundação*. (d) *radier*.

No caso das fundações profundas, as cargas são transmitidas não apenas pela ponta mas também pela área lateral do elemento através de atrito entre o elemento estrutural de fundação e o solo que o envolve.

Alguns dos tipos de fundação profunda estão indicados na figura a seguir.

FIGURA 9 – Tipos de fundação profunda



Fonte: Velloso e Lopes, 1998

Tipos de fundação profunda: (a) *estaca metálica* com 3 tipos diferentes de perfil. (b) *estaca pré-moldada* de concreto vibrado com 2 perfis diferentes. (c) *estaca pré-moldada* de concreto centrifugado. (d) *estaca tipo Franki*. (e) *estaca raiz*.

Neste trabalho, serão abordados 3 tipos de fundação:

- Fundação direta em *Sapatas*
- Fundação profunda em *estacas do tipo hélice contínua*
- Fundação profunda em *estacas pré-moldadas*

2.4.2 Sapatas de Fundação

De acordo com a NBR 6122 (2010), sapata é uma fundação superficial em concreto armado, que resiste às tensões de tração por meio de armadura.

As sapatas podem assumir qualquer forma em planta, sendo que as sapatas quadradas são as mais usuais para edificações comuns.

Este tipo de fundação pode ser utilizado em qualquer tipo de edificação desde que haja condições de se adequar aos requisitos descritos em 2.4.

2.4.2.1 Vantagens

A sapata é costumeiramente, uma alternativa econômica para conceber a

fundação. Não exige mão de obra especializada, concretos com traços fora do comum, nem presença de equipamentos caros no canteiro para sua execução.

A armadura de arranque do pilar é ancorada diretamente na sapata, eliminando a necessidade de bloco de coroamento.

Via de regra, as sapatas são soluções ideais quando as cargas solicitantes não são tão elevadas e, principalmente, quando o solo apresenta camadas superficiais com alta resistência à penetração (BOTELHO, 2007).

2.4.2.2 Desvantagens

Quando há baixas resistências das camadas de solo mais próximas à superfície e às cargas da edificação são elevadas, torna-se inviável a solução por sapatas.

Outra desvantagem das sapatas é a má qualidade do concreto empregado, visto que geralmente é virado em obra por pessoal pouco especializado.

O controle de recalque das sapatas deve ser rigoroso, tanto que, via de regra, o dimensionamento das mesmas é limitado pelas deformações limites uma vez que quanto maior as dimensões das sapatas, maior o recalque gerado.

Sapatas retangulares, excêntricas ou ainda vigas de equilíbrio, se fazem necessárias em grande parte dos casos, quando o limite do terreno impossibilita as dimensões ideais das sapatas em questão. Raízes, bichos e infiltrações de água e esgoto podem comprometer o desempenho das sapatas a longo prazo.

2.4.2.3 Controle executivo

Para um controle de execução das sapatas, é conveniente que as primeiras sapatas a serem feitas na obra estejam próximas aos furos de sondagem, com o intuito de conferir se o perfil de sondagem se confirma e as tensões admissíveis de projeto podem ser garantidas.

Caso as condições previstas do solo de apoio sejam confirmadas, nele é lançado uma camada fina de concreto magro, para então se dar início à execução da sapata.

Tanto o concreto utilizado quanto as fôrmas de caixaria devem ser conferidos pelo responsável visto que grande parte das manifestações patológicas das sapatas

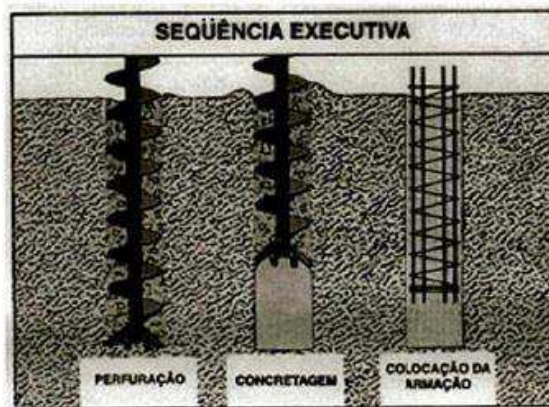
de fundação é proveniente de concreto de má qualidade ou erros de concretagem em virtude da reutilização excessiva das fôrmas.

2.4.3 Estaca Hélice Contínua Monitorada

A Estaca *Hélice-Contínua* é uma estaca de concreto moldada “*in loco*”, executada por meio de trado contínuo e é feita injeção de concreto através da haste central do trado simultaneamente à sua retirada do terreno. (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

A sequência executiva da estaca hélice contínua está esquematizada na figura 10.

FIGURA 10 – Sequência executiva da estaca hélice contínua



Fonte: Antunes; Tarozzo, 1998

As fases de execução podem ser separadas em três partes distintas: Perfuração, concretagem e colocação da armadura.

A perfuração do solo é feita por um equipamento de perfuração apropriado, que aplica um torque no trado helicoidal por meio de uma mesa rotativa. Tecnologias recentes incorporaram uma força de “pull down”, além do torque aplicado no trado, a fim de penetrar o trado com mais facilidade em terrenos mais resistentes.

A perfuração é uma operação contínua, sem retirada da hélice do terreno, para que se evite alívio significativo do terreno envolto.

Após a perfuração do solo até a cota estabelecida em projeto, o concreto é bombeado através de tubo central, e a concretagem é feita simultaneamente à retirada do trado que contém o tubo central.

O concreto utilizado usualmente possui resistência característica f_{ck} de 20 Mpa, é bombeável, composto de areia, pedrisco ou brita 1 e aditivo plastificante, com consumo de cimento variando entre 350 e 450 kg por metro cúbico de concreto. O *slump test* deve permanecer na casa dos 240 mm para facilitar a colocação de armadura.

Após a concretagem, procede-se à colocação de armadura na estaca, enquanto o concreto permanece fresco. As armaduras consistem em barras longitudinais grossas, com estribos arredondados ou espiralados, soldados ou amarrados, complementados com espaçadores para garantir um recobrimento mínimo.

A colocação das armaduras é feita manualmente ou com auxílio de máquinas escavadeiras, em caso de dificuldade na colocação. O recobrimento usual é de 7,00cm ao longo do fuste. A parte inferior da armadura é afunilada para evitar encostar no solo que envolve a estaca.

É prática corrente adotar comprimento de 6,00 ou 4,00 m para a armadura das estacas quando não há esforços horizontais ou momentos muito elevados.

2.4.3.1 Vantagens

Há prioritariamente duas grandes vantagens muito significativas obtidas pela utilização da estaca hélice contínua monitorada na obra. A redução do cronograma da obra, devido à grande produtividade em comparação às outras alternativas de fundação e também a ausência de vibrações e ruídos como os gerados pelas estacas cravadas.

Atualmente é possível executar estacas com o comprimento até 36,00 m de dimensões bastante variadas e os preços são competitivos com relação aos outros tipos de estaca.

É necessário apenas uma equipe (1 operador e 2 ajudantes) para operar a máquina e a estaca pode ser feita abaixo do nível d'água sem a utilização de lama bentonítica.

2.4.3.2 Desvantagens

Devido à grande difusão das estacas do tipo hélice contínua, há uma grande quantidade de empresas sem a devida qualificação executando o serviço, acarretando em problemas executivos.

O bom estaqueamento depende do bom funcionamento em conjunto das máquinas necessárias ao serviço. É obrigatório que não haja atrasos no fornecimento de concreto por parte da concreteira, também que as máquinas de apoio (escavadeira e bomba estacionária) funcionem corretamente, bem como a própria perfuratriz, estando todas sujeitas à eventuais problemas.

Solos muito pouco resistentes podem seccionar ou alargar o fuste da estaca durante a concretagem, devido ao empuxo exercido pelo concreto no solo o que ocasiona um sobreconsumo inesperado da quantidade de concreto.

2.4.3.3 Controle executivo

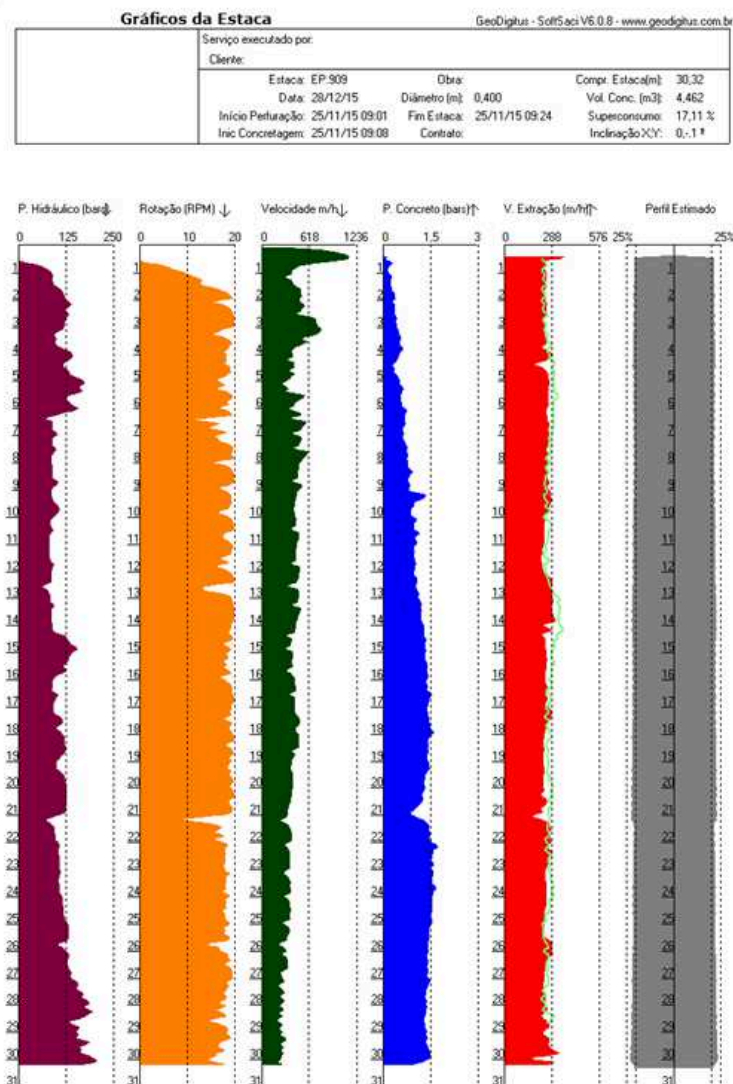
Durante todo o funcionamento da máquina, é utilizado um equipamento constituído de um computador atrelado a sensores diversos na máquina, em que é possível monitorar tanto o equipamento quanto a execução das estacas hélice contínua, durante todo seu funcionamento.

Para o monitoramento das estacas hélice contínua é utilizado um programa composto por um equipamento de computador atrelado à sensores variados acoplados à máquina. O software mais utilizado atualmente é o Geodigitus, que fornece dados como profundidade de perfuração, verticalidade em duas direções garantindo o prumo das estacas, velocidade de rotação e de retirada dos trados, pressão de bombeamento e sobreconsumo de concreto dentre outros.

Tais dados podem ser acessados pelo visor digital que se encontra na cabine do operador ou até mesmo via internet em um computador com conexão com a máquina do campo.

Um exemplo de relatório gerado pelo Geodigitus pode ser visto na figura a seguir.

FIGURA 11 – Relatório de execução de estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada



Fonte: acervo pessoal do autor

2.4.4 Estaca Pré-Moldada de Concreto

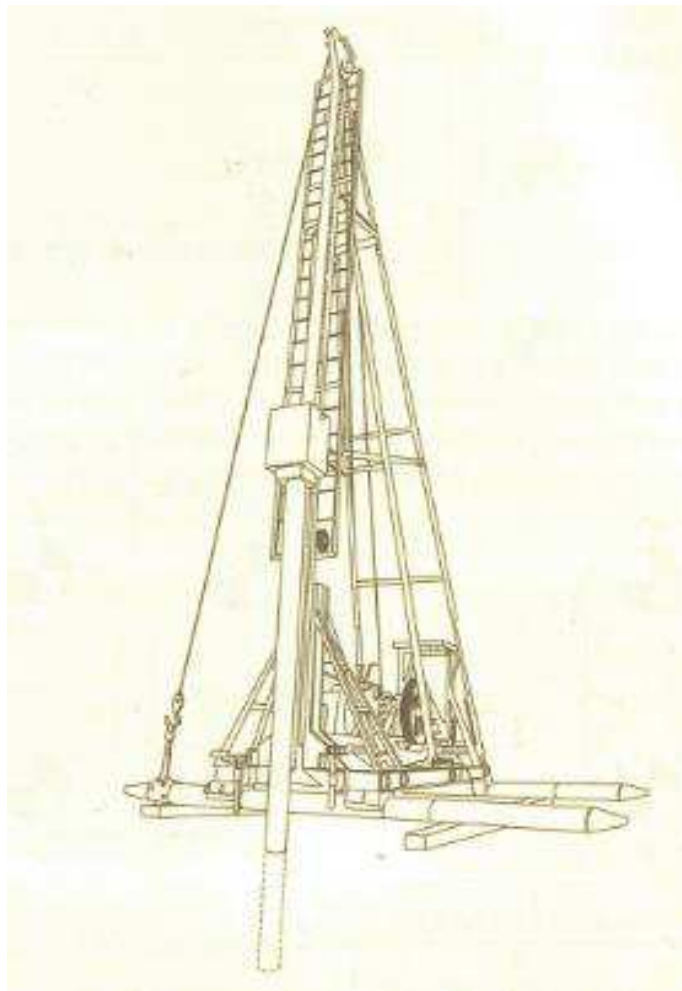
As estacas pré-moldadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração e por fazerem parte do grupo denominado estacas de deslocamento (ALONSO, 1998)

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser constituídas exclusivamente de concreto ou ainda serem mistas de concreto com anéis de aço nas bordas para fins de soldagem ou ainda mistas de concreto reforçadas com ponteiros de aço na ponta para facilitar a cravação.

Um dos melhores materiais, sem dúvida, para a confecção de estacas, é o concreto, visto que pode haver controle de qualidade rigoroso tanto na fabricação quanto na cravação da peça.

Na figura 12, encontra-se um equipamento de cravação de estacas à percussão ou, simplesmente, bate-estacas.

FIGURA 12 – Bate-estacas cravando estaca de concreto pré-moldado



Fonte: Joppert Jr, 2013

Tais peças podem ser confeccionadas em concreto armado ou protendido, adensado por vibração ou centrifugação.

As seções transversais mais utilizadas para estacas pré-moldadas de concreto são as seções circulares (maciça ou vazada), seção quadrada, hexagonal e octogonal.

Neste trabalho, serão utilizadas estacas pré-moldadas de concreto centrifugado, como será visto mais adiante.

O processo de adensamento por centrifugação é feito em fôrmas especiais metálicas cilíndricas, vazadas nas extremidades, no interior da qual se deposita o concreto. Logo a seguir, a fôrma é posicionada sobre roletes que giram a uma alta velocidade por certo período. Ao fim, a fôrma é ligeiramente levantada por uma das extremidades a fim de escoar o excesso de água e finos (ALONSO, 1998).

Em virtude da força centrífuga, o concreto preenche toda a face interna da forma uniformemente obtendo-se uma estaca circular vazada.

A NBR 9062:2001 indica que os elementos de concreto pré-moldado, devem ser dimensionados para absorver não só aos esforços de utilização da peça, mas também os esforços provenientes das fases de fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, apoio e montagem das mesmas.

Para fins de cálculo, é permitido considerar as estacas seção vazada como estaca maciça, devido ao embuchamento do solo no interior da estaca, que ocorre durante a cravação (CINTRA; AOKI, 2010).

2.4.3.1 Vantagens

Uma das principais vantagens das estacas pré-moldadas de concreto é o controle de qualidade exercido nas fases de fabricação e de cravação.

Ademais, hoje em dia podem-se encontrar estacas dos mais variados tipos e com as mais variadas seções e dos mais variados tamanhos, possibilitando uma gama de soluções vantajosas para cada caso de estaqueamento.

Outra vantagem é o alto valor do atrito lateral entre o solo e a estaca devido ao processo de cravação que mantém a estaca confinada sob forte pressão, mediante o deslocamento do solo.

Os equipamentos de cravação são relativamente simples comparados com as máquinas de execução de outros tipos de estacas (hélice contínua e raiz, por exemplo).

Além do mais, os estaqueamentos em estacas pré-moldadas não necessitam de uma variedade grande de máquinas para executar o serviço, sendo necessário além do equipamento de cravação, utilizar um caminhão equipado com guindaste no apoio para içar e transportar as estacas no canteiro.

Os estaqueamentos em estacas pré-moldadas em geral são consideravelmente mais econômicos do que estaqueamentos em estacas tipo hélice contínua, por exemplo, fazendo com que esse tipo de solução seja frequentemente escolhida pelos responsáveis quando possível.

2.4.3.2 Desvantagens

A grande desvantagens deste tipo de estaca são as grandes vibrações geradas por sua cravação, que podem vir a ser um fator proibitivo acaso se, nas divisas do terreno, encontrem-se residências. Além disso, em virtude do barulho causado pelas cravações, não é possível cravar estacas em regiões com hospitais e escolas.

Estacas com seções muito grandes são de difícil cravação, impondo a condição de se obter equipamentos de grande porte, para a execução do serviço.

A NBR 6122:2010 limita o número de emendas em apenas uma por estaca, tornando, por vezes, o estaqueamento impossível perante a norma, visto que as maiores estacas, costumeiramente possuem doze metros de comprimento.

2.4.3.3 Controle executivo

Foi elaborado, para este projeto, um *checklist*, com o intuito de controlar não só a execução, mas também as fases de projeto do estaqueamento. O *checklist* se encontra na seção 5 deste trabalho.

O controle do estaqueamento é feito por um ou mais dos seguintes procedimentos: prova de carga estática, *nega*, *repique*, ou instrumentação dinâmica (ALONSO, 1998).

Há ainda a opção de testar as estacas com testes PIT (*Pile Integrity Test*), que verificam a integridade das estacas.

Nega é a medida da penetração permanente da estaca após uma série de dez golpes do pilão. *Repique* corresponde à parcela elástica do deslocamento máximo que uma seção da estaca sofre após receber um golpe do pilão. A *nega* e o *repique* são dados que contribuem para a verificação da uniformidade do estaqueamento (ALONSO, 1998).

Uma maneira simples de medir a *nega* e o *repique* consiste em prender uma folha de papel no fuste da estaca e, durante o golpe do martelo, riscar a folha com um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em pontos fora da estaca. Assim, será registrado no papel o movimento feito pela estaca em sua cravação, indicando sua *nega* e *repique* (VELLOSO; LOPES, 2004).

A NBR 6122 (2010) estabelece que a *nega* e o *repique* devem ser medidos em cada uma das estacas, elaborando-se um diagrama de cravação para todas elas.

2.5 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Neste trabalho, não serão abordadas as metodologias de dimensionamento das fundações superficiais.

Foi constatada na investigação do subsolo, como será exposto mais adiante, que o perfil geotécnico do terreno não é favorável para a execução de sapatas, em virtude das camadas de argila muito mole nas camadas mais próximas à superfície, bem como as cargas atuantes, que possuem alta magnitude.

Segundo com a NBR 6122 (2010), a grandeza a ser obtida para o dimensionamento de fundações profundas é a carga admissível, devendo obedecer aos estados-limites último (ELU) e de serviço (ELS) simultaneamente.

Para o dimensionamento, devem se considerar fatores como: características geomecânicas do subsolo, nível d'água, forças verticais e horizontais, momentos fletores, atrito negativo, geometria do elemento de fundação, recalques , etc.

Tanto a carga admissível quanto a capacidade de carga devem ser determinadas a partir da *carga de ruptura*, definida por Cintra e Aoki (2010) como a carga que deixa a estaca na iminência de recalcar incessantemente até que se diminua a carga aplicada, considerando que a estaca possua resistência estrutural suficiente para resistir a tal carga aplicada.

A capacidade de carga da estaca, em unidades de força, pode ser separada em duas parcelas: resistência lateral (RL) e resistência de ponta (Rp).

$$R = RL + R_p \quad [1]$$

R – Resistência da estaca;

RL – Resistência lateral;

R_p – Resistência de ponta.

A parcela referente à resistência de ponta (R_p) é obtida multiplicando a resistência de ponta em unidades de tensão (r_p) pela área da ponta da estaca (A_p):

$$R_p = r_p A_p \quad [2]$$

R_p – Resistência de ponta em unidades de força;

r_p – Resistência de ponta em unidades de tensão;

A_p – Área da seção transversal da ponta da estaca.

A parcela referente ao atrito lateral (R_L) é obtida multiplicando-se o perímetro do fuste (U) pelo somatório das forças resistentes por atrito lateral (r_L) nos diversos segmentos da estaca:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta L) \quad [3]$$

R_L – Resistência lateral em unidades de força;

U – Perímetro do fuste da estaca;

r_L – Resistência lateral em unidades de tensão;

ΔL – Comprimento do segmento da estaca considerado.

A equação da capacidade de carga da estaca pode, então, ser representada pela equação:

$$R = r_p A_p + U \sum (r_L \Delta L) \quad [4]$$

2.5.1 Capacidade de Carga

Uma vez que as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, muitos autores, propuseram métodos baseados em correlações empíricas com resultados in situ e ajustados com provas de carga (CINTRA; AOKI, 2010, p.22).

Os métodos de cálculo da capacidade de carga mais utilizados são métodos chamados semiempíricos e os métodos brasileiros mais comuns são: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Estes métodos consagrados são utilizados, inclusive, por escritórios do exterior (CINTRA; AOKI, 2010).

O método Aoki-Velloso é mundialmente conhecido devido à seus bons resultados comprovados em prova de carga, principalmente para estacas cravadas.

Portanto, neste trabalho, será apresentado apenas o método Aoki-Velloso (1975), cujas incógnitas r_L e r_p são obtidas, a priori, a partir de correlações com o CPT (Cone Penetration Test) para os valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s).

$$r_p = q_c / F_1 \quad [5]$$

r_p – Resistência de ponta em unidades de tensão;

q_c – Resistência de ponta do cone;

F_1 – Fator de correção em virtude do efeito escala.

$$r_L = f_s / F_2 \quad [6]$$

r_L – Resistência lateral em unidades de tensão;

f_s – Atrito lateral unitário na luva;

F_2 – Fator de correção em virtude do efeito escala.

Como o ensaio SPT é muito mais utilizado no Brasil do que o CPT, os valores de q_c e f_s podem ser substituídos por correlações com o índice de resistência à penetração, o N_{spt} (CINTRA; AOKI, 2010):

$$q_c = K N_{spt} \quad [7]$$

q_c – Resistência de ponta do cone;

K – Coeficiente do tipo de solo (valor tabelado para cada tipo de solo);

N_{spt} – Índice de resistência a penetração.

$$f_s = \alpha K N_{spt} \quad [8]$$

f_s – Atrito lateral unitário na luva;

α – Razão de atrito (valor tabelado para cada tipo de solo);

K – Coeficiente que (valor tabelado para cada tipo de solo);

N_{spt} – Índice de resistência a penetração.

TABELA 2 – Coeficiente K e razão de atrito α

| Tipo de Solo | K (MPa) | α(%) | K (Kpa) | α |
|----------------------|----------------|-------------------------------|----------------|----------------------------|
| Areia | 1 | 1,4 | 1000 | 0,014 |
| Areia Siltosa | 0,8 | 2 | 800 | 0,020 |
| Areia Siltoargilosa | 0,7 | 2,4 | 700 | 0,024 |
| Areia Argilosa | 0,6 | 3 | 600 | 0,030 |
| Areia Argilossiltosa | 0,5 | 2,8 | 500 | 0,028 |
| Silte | 0,4 | 3 | 400 | 0,030 |
| Silte Arenoso | 0,55 | 2,2 | 550 | 0,022 |
| Silte Arenoargiloso | 0,45 | 2,8 | 450 | 0,028 |
| Silte Argiloso | 0,23 | 3,4 | 230 | 0,034 |
| Silte Argiloarenoso | 0,25 | 3 | 250 | 0,030 |
| Argila | 0,2 | 6 | 200 | 0,060 |
| Argila Arenosa | 0,35 | 2,4 | 350 | 0,024 |
| Argila Arenosiltosa | 0,3 | 2,8 | 300 | 0,028 |
| Argila Siltosa | 0,22 | 4 | 220 | 0,040 |
| Argila Siltoarenosa | 0,33 | 3 | 330 | 0,030 |

Fonte: Aoki; Velloso, 1975

TABELA 3 – Fatores de correção F1 e F2

| Tipo de estaca | 1 | 2 |
|-----------------------|----------|----------|
| Franki | 2,5 | 5,0 |
| Metálica | 1,75 | 3,5 |
| Pré-moldada | 1,75 | 3,5 |

Fonte: Aoki; Velloso, 1975

Velloso e Lopes (2002) recomendam, para estacas raiz, hélice contínua e ômega, $F1 = 2,00$ e $F2 = 4,00$.

Após a publicação do método, surgiram aprimoramentos para esses fatores. Para estacas pré-moldadas, Aoki (1985) constata que o método é conservador demais e propõe:

$$F1 = 1 + D/0,8$$

[9]

Em que D (em metros) é o diâmetro ou lado da seção transversal do fuste da estaca, mantendo-se a relação $F_2 = 2F_1$ logo, as expressões para r_L e r_p podem ser escritas da seguinte forma:

$$r_p = K N_p / F_1 \quad [10]$$

$$r_L = \alpha K N_L / F_2 \quad [11]$$

N_p é o índice de resistência à penetração na cota de assentamento da ponta da estaca;

N_L é o índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura ΔL ;

Finalmente, a fórmula da capacidade de carga (R) de uma estaca isolada é apresentada na equação 25:

$$R = (K N_p / F_1) A_p + U \sum (\alpha K N_L \Delta L / F_2) \quad [12]$$

2.5.2 Efeito de Grupo

Tudo o que foi descrito nos capítulos anteriores sobre dimensionamento de fundações profundas, foi feito considerando-se, apenas um elemento isolado de fundação.

Boa parte das fundações por estacas, porém, são constituídas de blocos com duas ou mais estacas.

A capacidade de carga do grupo de estacas cravadas pode, e provavelmente será, diferente da soma dos valores de capacidade de carga dos elementos isolados, em virtude de que o solo ao redor da cravação sofrerá compactação e deve conferir maior resistência lateral às estacas.

Na resistência do grupo de estacas também há a contribuição do próprio bloco de coroamento. Em testes, foram constatados valores até 20% maiores de resistência do grupo de estacas em virtude do acréscimo de resistência proporcionado pelo bloco.

Cabe ressaltar que, do ponto de vista estrutural, tal afirmação não faz sentido visto que o caminhamento das forças se dá nos trechos de maior rigidez, ou seja, da ponta do pilar para a cabeça da estaca e subsequentemente para o solo.

Os valores de acréscimo referentes ao acréscimo da resistência lateral devido à cravação e os valores referentes ao acréscimo de resistência pelo bloco são negligenciados nos projetos.

2.5.3 Atrito Negativo

O atrito negativo é um fenômeno que pode ocorrer nas estacas implantadas em solos adensáveis (CINTRA; AOKI, 2010).

Habitualmente, são consideradas cargas negativas, solos adensáveis sob um depósito de material recente.

Estas camadas de solo entram em processo de adensamento com o decorrer do tempo e se o recalque de adensamento do solo for maior do que o recalque da estaca, as parcelas originalmente referentes à resistência por atrito lateral serão substituídas por solicitações nas estacas.

De acordo com a NBR 6122 (2010), sempre que houver atrito negativo nas estacas, seu efeito deve ser considerado nos cálculos de dimensionamento.

Neste projeto, foram encontradas camadas de solos moles nas camadas mais superficiais do terreno, porém o aterro que foi feito no terreno possui mais de quarenta anos, fato que evidencia que as camadas se encontram já em estado máximo de adensamento.

2.5.4 Recalques

Ao passo de que este trabalho tem a finalidade de englobar todas as etapas do projeto geotécnico da fundação, será apresentada uma abordagem teórica, com os requisitos básicos, para o cálculo de recalques da fundação.

Neste trabalho, todas as estacas estão previstas para serem apoiadas no maciço rochoso, o que elimina a parcela de recalque referente à compressão das camadas de solo subjacentes à ponta das estacas.

Já a parcela referente ao encurtamento elástico das estacas, geralmente não passa da casa de alguns milímetros nos casos mais usuais, podendo ser desconsiderada em boa parte dos casos.

Conforme já foi mencionado, dois tipos de deformações são provocadas pela aplicação de uma carga na cabeça da estaca: o encurtamento elástico da estaca e a

deformação vertical de compressão das camadas de solo (CINTRA; AOKI, 2010).

A parcela referente ao encurtamento elástico da estaca pode ser obtida aplicando-se a lei de Hooke, pela seguinte expressão:

$$p_e = [1 / (A E_c)] \sum (P_i L_i) \quad [13]$$

p_e – Encurtamento elástico da estaca;

A – Área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c – Módulo de elasticidade do concreto;

P_i – Valor médio do esforço normal em um segmento de estaca (Equações [14],[15] e [16]);

L_i – Comprimento de um segmento de estaca;

$E_c = 28$ a 30 GPa para estaca pré-moldada;

$E_c = 21$ GPa para estaca hélice contínua e Franki;

$E_c = 18$ GPa para estaca Strauss e escavada a seco.

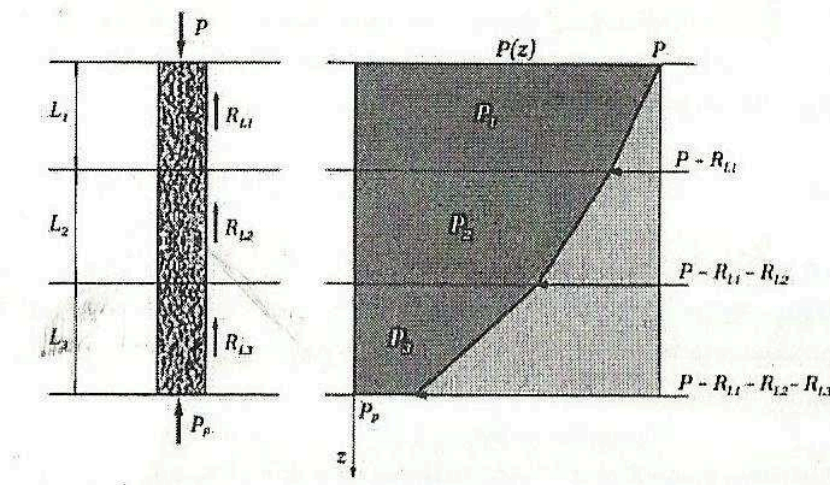
Cabe ressaltar que, a carga aplicada na cabeça da estaca deve ser maior do que a resistência lateral da estaca para que haja uma parcela de recalque referente ao encurtamento elástico.

Para o cálculo do esforço normal na estaca " P_i ", será usada uma adaptação da metodologia de Aoki (1979). Supondo uma estaca cilíndrica, maciça e de concreto, atravessando três camadas distintas de solo, onde é conhecida a capacidade de carga (R) deste elemento de fundação.

Observa-se que o esforço normal $P(z)$, ao longo da estaca, diminui com a profundidade, sendo o valor máximo P na cabeça da estaca e mínimo em sua ponta.

Isto ocorre devido a transferência de carga da estaca para o solo circundante, que oferece resistência lateral. O esforço normal na estaca pode ser mostrado conforme o diagrama da Figura 13:

FIGURA 13 – Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra; Aoki, 2010

Da figura, tem-se:

$$P_1 = P - (RL / 2) \quad [14]$$

$$P_2 = P - RL_1 - (RL_2 / 2) \quad [15]$$

$$P_3 = P - RL_1 - RL_2 - (RL_3 / 2) \quad [16]$$

Onde P_1 , P_2 e P_3 representam os valores médios do esforço normal em cada segmento da estaca.

Para o cálculo do recalque do solo, são utilizadas as considerações de Vesic (1975) de que o recalque total do solo p_s é a soma das parcelas de recalque devido à reação de ponta $p_{s,p}$ e da parcela de resistência lateral $p_{s,L}$.

De acordo com a metodologia de Aoki (1984) para a estimativa de recalque, primeiro deve ser calculado o acréscimo de tensões provocado em uma camada de solo subjacente à ponta da estaca de qualquer espessura H sob a aplicação de uma força vertical para baixo (P_p).

O acréscimo de tensões na linha média dessa camada de solo devido à reação de ponta é:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad [17]$$

$\Delta\sigma_p$ – Acréscimo de tensões na linha média da camada devido à reação de ponta;

P_p – Força vertical para baixo;

D – Diâmetro do fuste da estaca;

h – Distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada;

H – Espessura da camada subjacente.

O acréscimo de tensões pela resistência da estaca ao atrito lateral é obtido pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_L}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \quad [18]$$

$\Delta\sigma_i$ – Acréscimo de tensões na linha média da camada devido à resistência lateral;

R_L – Força aplicada ao solo pela estaca, relativa à parcela de resistência lateral em um segmento intermediário da estaca, sendo o ponto de aplicação o centróide da estaca;

D – Diâmetro do fuste da estaca;

h – Distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada;

H – Espessura da camada subjacente.

Ao fim, o acréscimo total de tensões, é dado por:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_i \quad [19]$$

Com este valor, estima-se o recalque total devido ao solo (ρ_s) pela Teoria da Elasticidade Linear:

$$\rho_s = \sum [(\Delta\sigma/E_s) H] \quad [20]$$

O módulo de deformabilidade da camada de solo (E_s) pela expressão, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0[(\sigma_0 + \Delta\sigma)/\sigma_0]^n \quad [21]$$

E_0 – Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_0 – Tensão geostática no centro da camada;

n – Expoente que depende da natureza do solo. Para materiais granulares, $n = 0,5$. Para argilas duras e rijas, $n = 0$

O valor E_0 , segundo Aoki (1984), é calculado dado por:

$$E_0 = 6 K N_{spt} \text{ para estacas cravadas} \quad [22]$$

$$E_0 = 4 K N_{spt} \text{ para estacas hélice contínua} \quad [23]$$

$$E_0 = 3 K N_{spt} \text{ para estacas escavadas} \quad [24]$$

Onde K é o coeficiente empírico que depende do tipo de solo, encontrado na Tabela 2.

2.5.5 Carga Admissível

Segundo Cintra; Aoki (2010), existem duas filosofias de projeto para o cálculo da resistência das estacas.

A primeira filosofia é desenvolvida a partir da resistência característica, cujo valor é reduzido por um fator de minoração e solicitações são acrescidas por um fator de majoração. Tal filosofia é bastante conhecida no cálculo de estruturas de concreto armado.

Contudo, para o projeto geotécnico de fundações por estacas, a filosofia de projeto adotada na prática é a filosofia do conceito de carga admissível (P_a). A carga admissível é obtida dividindo-se o valor de capacidade de carga ($R_{méd}$, ou simplesmente, R) das estacas do mesmo tipo com a mesma seção transversal por um fator de segurança global (F_s), cujo valor é critério do projetista:

$$P_a = R / F_s \quad [25]$$

Pa – Carga admissível;

R – Valor médio da capacidade de carga;

Fs – Fator de segurança global.

O fator de segurança Fs, conforme a NBR 6122:2010 é 2 para fundações profundas quando o cálculo da capacidade de carga é feito a partir de métodos semiempíricos, mesmo valor adotado por Aoki; Velloso (1975).

$$Pa = R / 2 = (RL + RP) / 2 \quad [26]$$

No caso de ocorrência de atrito negativo, a NBR 6122:2010 determina que o valor seja descontado diretamente da carga admissível:

$$Pa = [(RL + RP) / Fs] - RL(-) \quad [27]$$

2.5.6 Carga de Catálogo

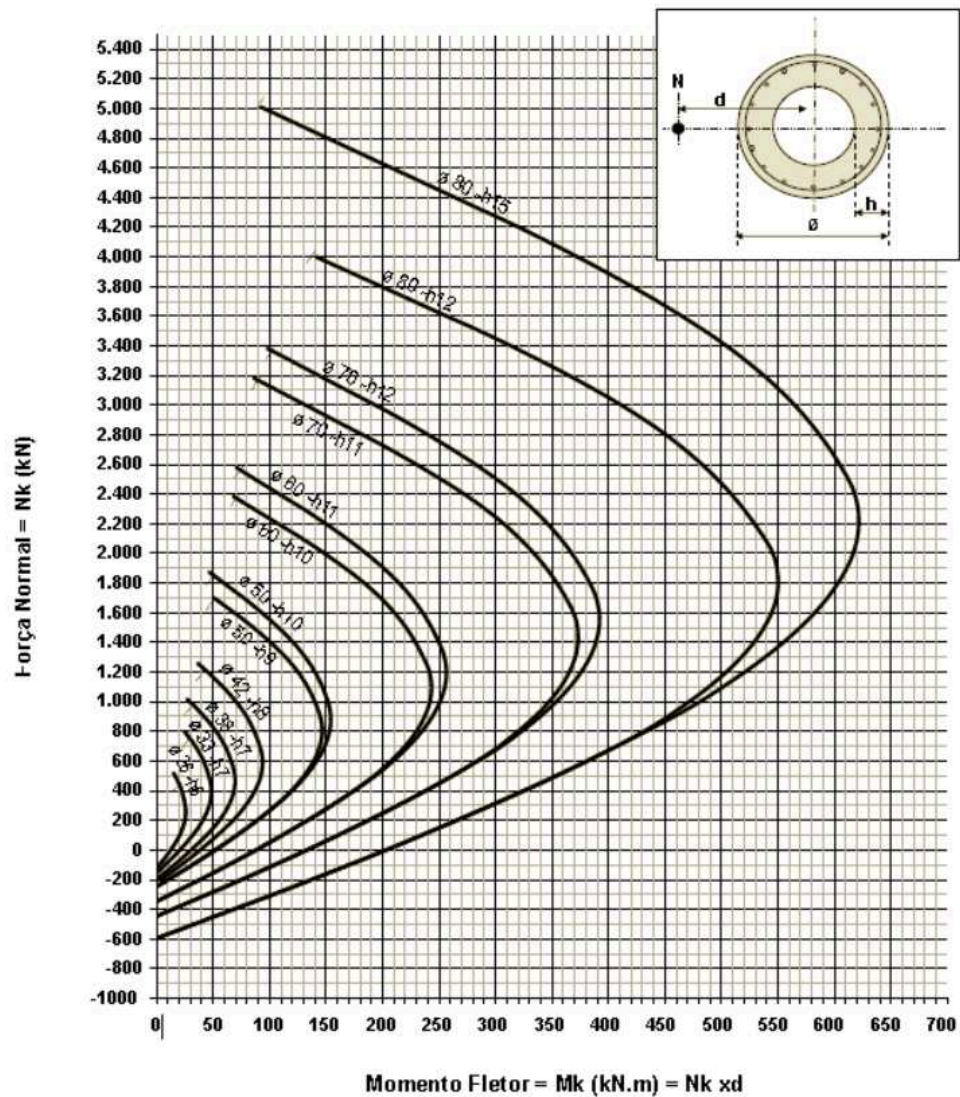
A carga de catálogo (Pe) recebe este nome, pelo motivo óbvio de ser a carga exibida no catálogo do fabricante.

A carga de catálogo, contempla a verificação do estado limite último exclusivamente da estaca, sem levar em conta as questões geotécnicas do maciço solo-estaca.

Conhecidos os valores de Pa e Pe, adota-se o menor deles como carga admissível (CINTRA e AOKI, 2010).

Para este trabalho, foram escolhidas estacas pré-moldadas de concreto centrifugado da fabricante SCAC. Na figura a seguir, encontra-se um ábaco para a verificação da carga de catálogo das estacas deste tipo.

FIGURA 14 – Ábaco de esforço normal na estaca



Fonte: Catálogo técnico estacas centrifugadas, SCAC

Do ábaco, pode-se aferir:

TABELA 4 – Cargas de catálogo estacas SCAC centrifugada

| Carga de catálogo SCAC centrifugada | | | | | | | | |
|-------------------------------------|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Diâmetro (cm) | 26 | 33 | 38 | 42 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| Carga Máx (tf) | 50 | 80 | 100 | 125 | 170 | 235 | 315 | 400 |

Fonte: Do próprio autor

2.5.7 Provas de Carga

2.5.7.1 Provas de carga estáticas

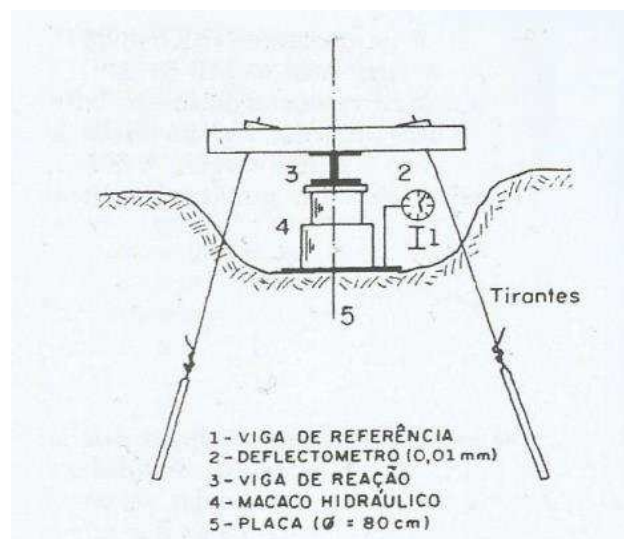
As provas de carga estáticas são regidas pela norma NBR 12131:1992. Segundo a norma, as provas de carga estáticas têm o objetivo de fornecer elementos de embasamento para avaliação do comportamento 'carga x deslocamento', além de possibilitar estimar a capacidade de carga da estaca.

A prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços crescentes na estaca e anotar os deslocamentos correspondentes. Tal técnica pode ser aplicada a qualquer tipo de estaca e também a tubulões, onde o comportamento se assemelha ao de uma estaca.

Para a execução das provas de carga são utilizados dispositivos de aplicação de carga, constituídos geralmente por macacos hidráulicos, atuando contra um sistema de reação que transfere as cargas para as estacas.

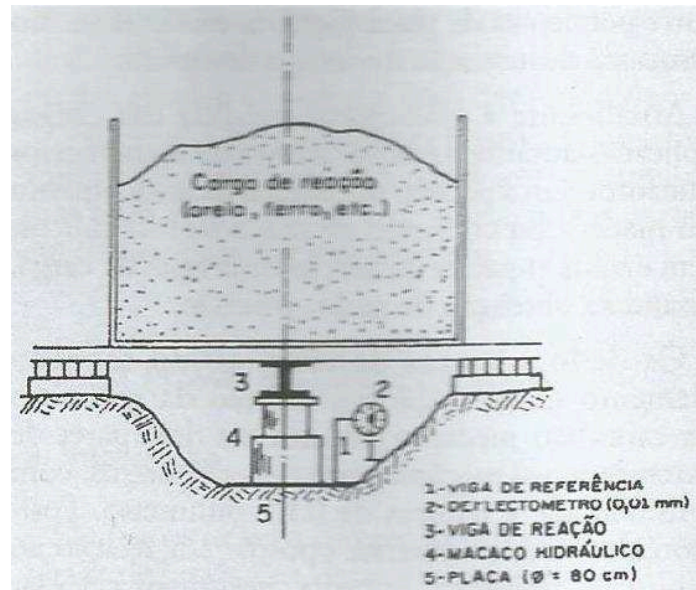
Contudo, existem outros tipos de montagens de provas de carga que podem ser vistos nas figuras a seguir.

FIGURA 15 – Prova de carga estática em sistema de reação com tirantes



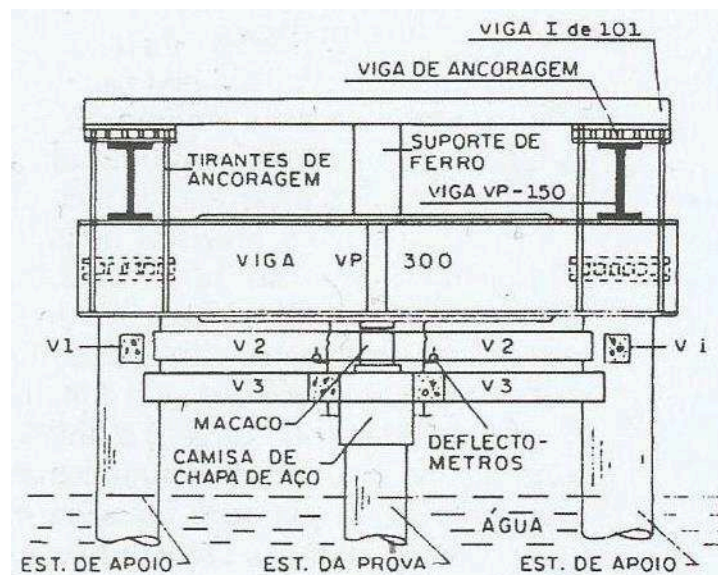
Fonte: Niyama; Aoki; Chamecki, (1998)

FIGURA 16 – Prova de carga estática em sistema de reação com cargueira



Fonte: Niyama; Aoki; Chamecki, (1998 Apud Alonso, 1991)

FIGURA 17 – Prova de carga estática em sistema de reação mista



Fonte: Niyama; Aoki; Chamecki (1998 Apud Ramos; Niyama, 1994)

Para a avaliação da carga admissível através de provas de carga, a NBR 6122:2010 estabelece que se use o fator de segurança contra a ruptura igual a 2.

Segundo Niyama et al. (1998) a carga de ruptura é obtida através da curva carga x recalque (deslocamento). A carga de ruptura será o valor correspondente na curva carga x recalque ao recalque calculado na fórmula a seguir:

$$S_r = (Q_r L / A E) + D / 30$$

[28]

- Sr – Recalque de ruptura convencional;
- Qr – Carga de ruptura convencional;
- L – Comprimento da estaca;
- A – Área da seção transversal da estaca;
- E – Módulo de elasticidade do material da estaca;
- D – Diâmetro do círculo circunscrito à estaca, exceto para estacas barretes.

Este tipo de prova de carga, fornece ótimos resultados porém apresenta os inconvenientes de tempo e custo, o que torna este teste, na prática, restrito às obras de grande complexidade.

2.5.7.2 Provas de carga dinâmicas

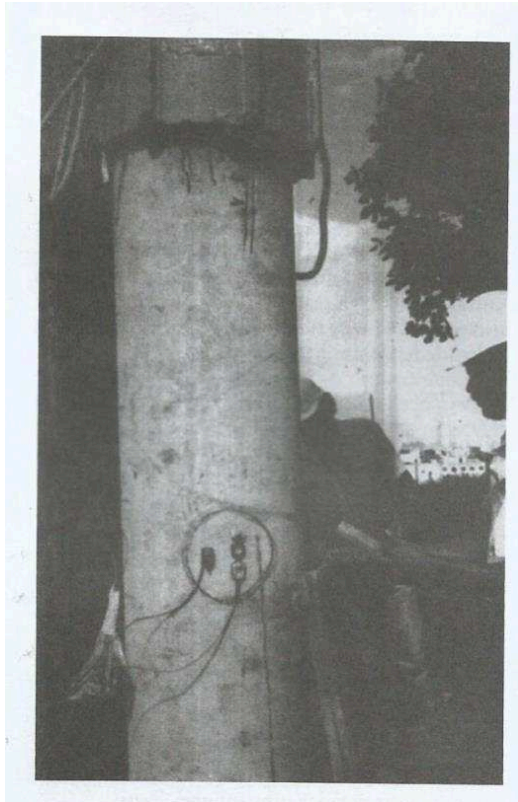
Segundo Niyama et al. (1998) A prova de carga dinâmica de uma estaca, é um ensaio onde se aplica uma carga axial dinâmica com o objetivo de obter a sua capacidade de carga.

Os ensaios de prova de carga dinâmica são regidos pela NBR 13208:1994. Segundo a norma, este tipo de teste é aplicável a todo tipo de estaca, verticais ou inclinadas, desde que se possa determinar as características geométricas das estacas e que seja possível aplicar uma força de impacto nas mesmas.

Segundo a NBR 13208 (1994) Qualquer martelo convencional de cravação de estacas ou dispositivo similar pode ser utilizado para aplicação da força de impacto, capaz de provocar um deslocamento permanente, ou mobilizar a resistência das camadas do solo atravessadas pela estaca.

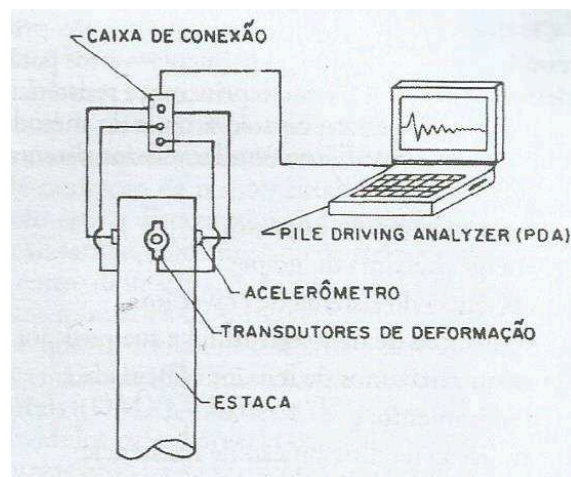
Nas figuras seguintes, encontram-se uma figura e uma esquemática da instrumentação dinâmica usualmente empregada nos ensaios.

FIGURA 18 – Prova de carga dinâmica



Fonte: Niyama; Aoki; Chamecki, 1998

FIGURA 19 – Esquema de instrumentação dinâmica usual



Fonte: Niyama; Aoki; Chamecki, 1998

A carga dinâmica deve ser aplicada centrada e axialmente no topo da estaca com energia de cravação crescente.

De acordo com Velloso e Lopes (2004), o melhor uso dos métodos dinâmicos, atentando-se da observação da nega e do repique das estacas, está no controle da homogeneidade e qualidade do estaqueamento.

Nas fórmulas dinâmicas, poderá ser obtida a carga admissível, dividindo-se a resistência à cravação por um coeficiente de minoração da resistência dinâmica.

A maior vantagem das provas de carga dinâmicas é a possibilidade de ensaiar grande quantidade de estacas de uma obra de maneira rápida e econômica, o que a torna mais viável do ponto de vista prático, do que as provas de carga estáticas.

2.5.8 Estacas Submetidas a outro Tipo de Carregamento

Todos os critérios de dimensionamento e cálculo da capacidade de carga descritos neste trabalho, foram embasados em apenas uma solicitação de carga vertical de compressão na estaca.

Na prática, é comum que as cargas solicitantes nas estacas sejam combinações de cargas verticais, horizontais e momentos.

Quando os blocos de coroamento não estão travados por vigas baldrame, os momentos solicitantes tendem a rotacionar o conjunto de estacas e o bloco.

Em um caso típico de bloco com duas estacas, por exemplo, submetida a um momento de direção perpendicular ao alinhamento das estacas, uma das estacas seria comprimida e a outra tracionada. Nesta situação, a estaca comprimida oferece resistência contra a rotação do conjunto de estacas.

Em casos de blocos sobre uma estaca, é ideal que se use travamento com vigas baldrame nas duas direções. Caso não haja a possibilidade de travá-las, deve-se, em certos casos adicionar uma outra estaca no bloco para resistir ao momento solicitante.

Para blocos de três ou mais estacas típicos, há de se considerar os momentos aplicados nas duas direções e calcular a carga resultante na estaca mais solicitada, ou seja, a estaca comprimida pelos momentos nas duas direções.

Para os projetos, é usual considerar a carga resultante para a estaca mais carregada como a carga referente à todas as estacas do bloco.

O cálculo dos esforços resultantes das solicitações combinadas pode ser feito de maneira geral pela equação a seguir

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} \quad [29]$$

P_i: Carga resultante na estaca 'i';

N: Carga vertical proveniente do pilar;

n: Número de estacas do estaqueamento;

M_y: Momento proveniente do pilar atuante na direção 'y';

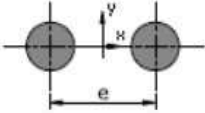
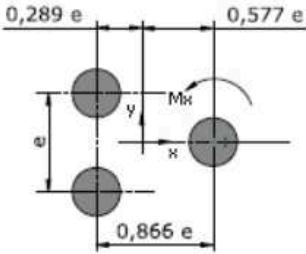
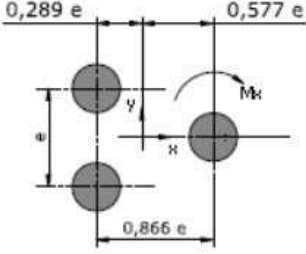
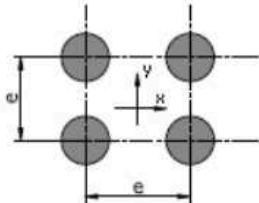
M_x: Momento proveniente do pilar atuante na direção 'x';

X_i: Coordenada da estaca 'i' em relação ao centróide do estaqueamento no eixo 'x';

Y_i: Coordenada da estaca 'i' em relação ao centróide do estaqueamento no eixo 'y'.

Para este projeto, serão utilizados blocos sobre uma, duas, três e quatro estacas. O cálculo dos esforços resultantes para as estacas do estaqueamento pode ser visto na figura a seguir, para todos os casos de blocos supracitados.

FIGURA 20 – Cálculo do esforço resultante nas estacas para blocos de duas, três e quatro estacas

| Distribuição das estacas no bloco | Esforços máximo e mínimo nas estacas |
|--|---|
| <div style="text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 40px; margin: 0 auto;">2</div>  </div> | $N_{\max} = \frac{P}{2} + \frac{M_x}{e}$ $N_{\min} = \frac{P}{2} - \frac{M_x}{e}$ |
| <div style="text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 40px; margin: 0 auto;">3A</div>  </div> | <p>Se $\frac{M_x}{M_y} \geq 0,5773$</p> $N_{\max} = \frac{P}{3} + \frac{M_x + 1,732 M_y}{1,732 e}$ $N_{\min} = \frac{P}{3} - \frac{M_x}{0,866 e}$ <p>Se $\frac{M_x}{M_y} \leq 0,5773$</p> $N_{\max} = \frac{P}{3} + \frac{M_x + 1,732 M_y}{1,732 e}$ $N_{\min} = \frac{P}{3} + \frac{M_x - 1,732 M_y}{1,732 e}$ |
| <div style="text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 40px; margin: 0 auto;">3B</div>  </div> | <p>Se $\frac{M_x}{M_y} \geq 0,5773$</p> $N_{\max} = \frac{P}{3} + \frac{M_x}{0,866 e}$ $N_{\min} = \frac{P}{3} - \frac{M_x + 1,732 M_y}{1,732 e}$ <p>Se $\frac{M_x}{M_y} \leq 0,5773$</p> $N_{\max} = \frac{P}{3} - \frac{M_x - 1,732 M_y}{1,732 e}$ $N_{\min} = \frac{P}{3} - \frac{M_x + 1,732 M_y}{1,732 e}$ |
| <div style="text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 40px; margin: 0 auto;">4</div>  </div> | $N_{\max} = \frac{P}{4} + \frac{M_x + M_y}{2 e}$ $N_{\min} = \frac{P}{4} - \frac{M_x + M_y}{2 e}$ |

Fonte: Adaptado de Catálogo Técnico para Estacas Centrifugadas, SCAC

2.6 BLOCOS DE COROAMENTO

A NBR 6118:2014 define os blocos de coroamento, ou blocos sobre estacas, como blocos devolume que transmitem às estacas, ou tubulões, as cargas de fundação, podendo estes blocos serem rígidos ou flexíveis.

Para este trabalho, serão utilizados apenas blocos rígidos e os conceitos de seu comportamento estrutural é análogo ao de sapatas rígidas que, segundo a NBR 6118 (2014), é:

- Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente do bloco. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia no bloco e não se aplica também ao caso de blocos muito alongadas em relação à forma do pilar;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal. Isso ocorre porque o bloco rígido fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.

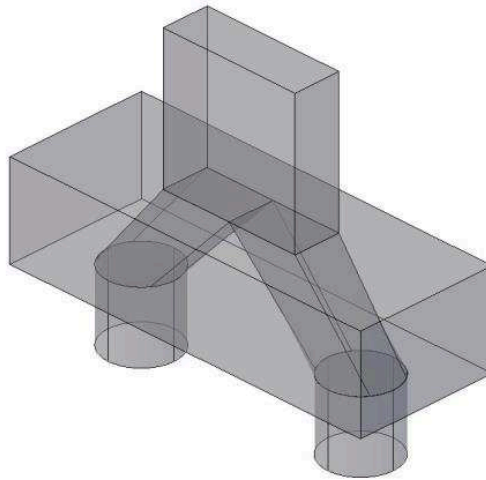
Segundo Bastos (2012, p.2), “como modelo de cálculo, a NBR 6118 demonstra preferência ao modelo de cálculo chamado “biela-tirante” tridimensional, por definir melhor a distribuição de esforços pelos tirantes”, onde a biela é a representação do concreto comprimido e o tirante as armaduras tracionadas.

No Brasil, dois modelos de cálculo são mais utilizados para o dimensionamento dos blocos sobre estacas: o “Método das Bielas”, de Blévoit (1967), e o método proposto pelo CEB-70. Os dois métodos devem ser aplicados apenas nos blocos rígidos. No caso dos blocos flexíveis, são aplicados métodos clássicos aplicáveis às vigas ou lajes.”

De acordo com a NBR 6118 (2014), os esforços de tração são concentradas nas linhas entre o eixo das estacas, com faixa de largura igual a $1,2\Phi$.

No caso de cisalhamento, a ruptura ocorre por compressão das bielas onde as cargas são transmitidas do pilar para as estacas por bielas de compressão.

FIGURA 21 – Bielas de compressão em bloco sobre 2 estacas



Fonte: Bastos, 2012

Segundo a Norma, a distribuição de cargas nas estacas pode ser considerada plana quando os conjuntos de blocos e estacas são rígidos e com espaçamento entre estacas de $2,5 \phi$ a $3,0 \phi$ (ϕ – diâmetro da estaca).

2.6.1 Dimensionamento

Os custos com os blocos de coroamento são, em geral, consideráveis no momento da escolha do tipo de fundação em uma obra.

As dimensões do bloco variam em virtude do diâmetro e da quantidade de estacas dispostas em cada bloco. Sendo assim, sempre que possível, é mais vantajoso economicamente fazer a fundação com apenas uma estaca nos diâmetros mais reduzidos o possível.

Para este trabalho, serão usados blocos de uma, duas, três e quatro estacas. O dimensionamento dos blocos sobre estacas será feito de acordo com os critérios estabelecidos por Spernau (2012).

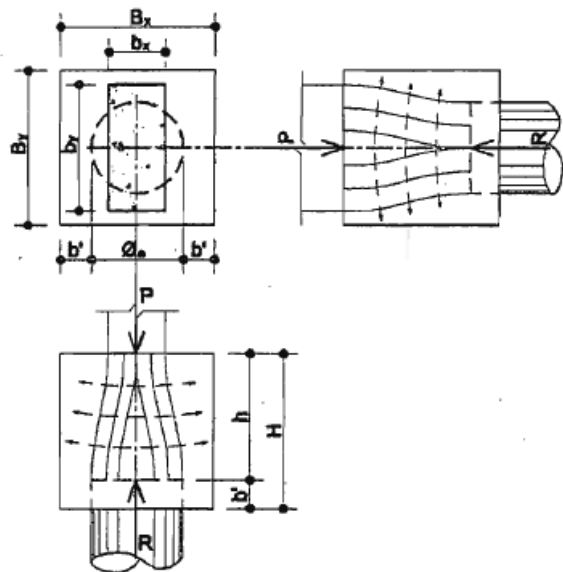
2.6.1.1 Dimensões de bloco sobre 1 estaca

Devido à razões construtivas, é comum adotar uma dimensão quadrada para os blocos sobre uma estaca ($B_x = B_y$), ainda que o pilar possua seção retangular:

“ $b_x \neq b_y$ ”, como será mostrado na figura 22. No caso de um pilar muito alongado, pode-se adotar $B_x < B_y$.

Para este projeto, foram adotadas dimensões iguais para as faces laterais dos blocos de uma estaca e foi adotado um afastamento de 10 cm ou mais entre a estaca e as bordas do bloco, sendo “ $b' \geq 10 \text{ cm}$ ”.

FIGURA 22 – Bloco sobre 1 estaca



Fonte: Spernau, 2012

A face lateral “ B_x ” do bloco é obtida a partir da equação a seguir:

$$B_x \geq \phi + 2b' \quad [30]$$

B_x – Face lateral do bloco;

ϕ – Diâmetro da estaca;

b' – Afastamento da estaca em relação às bordas do bloco.

Segundo Spernau (2012), a altura estrutural do bloco deve satisfazer as condições a seguir:

$$h \geq 0,75 (B_x - \phi) \quad [31]$$

$$h \geq 0,75 (B_y - \phi) \quad [32]$$

$$h \geq 0,75 (B_x - b_x) \quad [33]$$

$$h \geq 0,75 (B_y - b_y) \quad [34]$$

Além das condições supracitadas, o bloco deverá ter altura estrutural “h” suficiente para ancorar a armadura de arranque do pilar.

O comprimento de ancoragem básico “lb” segundo a NBR 6118:2014 é:

$$l_b = (\phi_p / 4) (f_{yd} / f_{bd}) \quad [35]$$

l_b – Comprimento de ancoragem básico;

ϕ_p – Bitola da barra de aço da armadura longitudinal do pilar;

f_{yd} – Resistência de cálculo ao escoamento do aço;

f_{bd} – Resistência de aderência de cálculo da armadura passiva.

Finalmente, a altura total do bloco “H” é obtida somando sua altura estrutural h ao valor de embutimento da estaca no bloco, que foi considerado igual a b’.

$$H = h + b' \quad [36]$$

H – Altura total do bloco;

h – Altura estrutural do bloco;

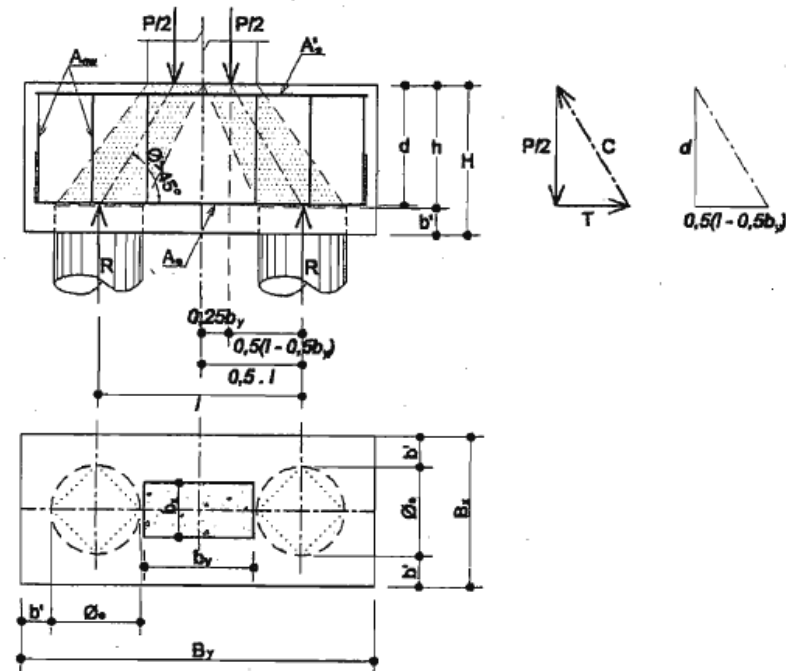
b’ – Afastamento da estaca em relação às bordas do bloco.

2.6.1.2 Dimensões de bloco sobre 2 estacas

Para dimensionar e detalhar blocos sobre duas estacas, deve-se levar em conta o “método das bielas”.

As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas barras de aço (armadura).

FIGURA 23 – Bloco sobre 2 estacas



Fonte: Spernau, 2012

Assim como nos blocos sobre uma estaca, deve haver um afastamento $b' \geq 10,00$ cm das estacas em relação às bordas do bloco.

Desta forma, as faces laterais B_x e B_y do bloco são determinados conforme as equações [37] e [38]:

$$B_x = \phi + 2b' \quad [37]$$

B_x – Menor face lateral do bloco;

ϕ – Diâmetro da estaca;

b' – Afastamento da estaca em relação às bordas do bloco.

$$B_y = l + \phi + 2b' = l + B_x \quad [38]$$

B_y – Maior face lateral do bloco;

l – Vão entre as estacas;

ϕ – Diâmetro da estaca;

b' – Afastamento da estaca em relação às bordas do bloco.

Pela metodologia de Spernau (2012), para se utilizar o método das bielas, o ângulo “ ϕ ” entre o tirante e a biela precisa ser maior ou igual a $45,00^\circ$. Assim, a altura estrutural deverá ser:

$$h \geq 0,5 (l - 0,5 b_y) \quad [39]$$

h – Altura estrutural do bloco;

l – distância entre o eixo das estacas;

b_y – Maior lado do pilar.

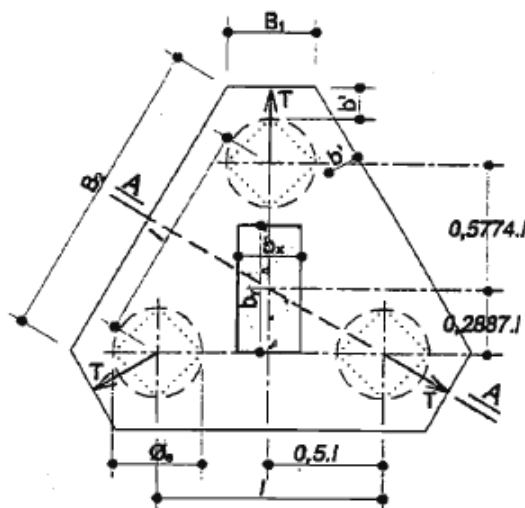
A altura estrutural do bloco também deverá ser suficiente para que a armadura de arranque do pilar seja ancorada.

A altura total do bloco “H” é obtida pela mesma equação do bloco de uma estaca [36].

2.6.1.3 Dimensões de bloco sobre 3 estacas

A geometria dos blocos três estacas é definida para que se tenha o centróide do bloco coincidindo com o centróide do pilar. Para tais blocos, são definidas duas medidas para as faces laterais, B_1 e B_2 , conforme mostra a figura a seguir, sempre mantendo o afastamento $b' \geq 10,00\text{cm}$ com relação às bordas do bloco:

FIGURA 24– Bloco sobre 3 estacas



Fonte: Spernau, 2012

As medidas das faces laterais B1 e B2 são calculadas pelas equações a seguir:

$$B1 = 0,5774 (\phi + 2b') \quad [40]$$

B1 – Menor face lateral do bloco;

l – Distância entre o eixo das estacas;

ϕ – Diâmetro da estaca;

b' – Afastamento da estaca em relação aos bordos do bloco.

$$B2 = l + B1 \quad [41]$$

B2 – Maior face lateral do bloco;

l – Distância entre o eixo das estacas;

B1 – Menor face lateral do bloco.

Segundo Spernau (2012), a altura estrutural deverá ser:

$$h \geq \frac{\sqrt{3}}{3} l = 0,5774 l \quad [42]$$

h – Altura estrutural do bloco;

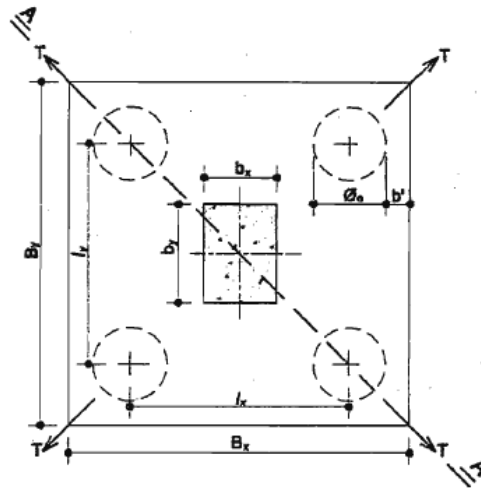
l – Distância entre o eixo das estacas.

A altura estrutural do bloco também deverá ser suficiente para que a armadura de arranque do pilar seja ancorada. O comprimento básico de ancoragem é dado pela equação [35]. A altura total do bloco “H” é obtida pela mesma equação dos casos anteriores.

2.6.1.4 Dimensões de bloco sobre 4 estacas

Em blocos sobre quatro estacas típicos, $l_x = l_y = l$, logo $B_x = B_y = B$, tal qual na figura 25:

FIGURA 25 – Bloco sobre 4 estacas



Fonte: Spernau, 2012

Sendo assim, a face lateral B é dada por:

$$B = l + \phi + 2b' \quad [43]$$

B – Face lateral do bloco;

l – Distância entre o eixos das estacas;

ϕ – Diâmetro da estaca;

b' – Afastamento da estaca em relação aos bordos do bloco.

A altura estrutural deverá ser:

$$h \geq \frac{\sqrt{2}}{4} (2l - b_x) \quad [44]$$

h – Altura estrutural do bloco;

l – Distância entre o eixos das estacas;

b_x – Menor lado do pilar.

A altura estrutural do bloco também deverá ser suficiente para que a armadura de arranque do pilar seja ancorada. A altura do bloco “H” é obtida pela mesma equação dos casos anteriores.

2.6.2 Armadura dos blocos de coroamento

O detalhamento dos blocos de coroamento, ou blocos sobre estacas devem seguir os preceitos estabelecidos na NBR 6118:2014, que diz o seguinte:

2.6.2.1 Armadura de flexão

A armadura de flexão deve ser disposta, essencialmente (mais de 85 %), nas faixas definidas pelas estacas.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas pontas.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma das faixas, sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

No caso de estacas sob tração, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco. Alternativamente, podem ser utilizados estribos que garantam a transferência da força de tração até o topo do bloco.

Os ganchos das barras com diâmetro maior ou igual a 20,00 mm devem ter 135,00° ou 180,00°.

2.6.2.2 Armadura de distribuição

Segundo a NBR 6118 (2014, p.191), “Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais.”

2.6.2.3 Armadura de suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se a distância entre os eixos das estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

2.6.2.4 Armadura de arranque dos pilares

Segundo a NBR 6118 (2014, p.192),

o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares.
Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrentes da flexão do bloco.

2.6.2.5 Armadura lateral e superior

Segundo a NBR 6118:2014, p.192, “Em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.

Em blocos de coroamento com grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares.”

2.6.3 Cálculo de Armadura de Blocos de Coroamento

2.6.3.1 Armadura de bloco sobre 1 estaca

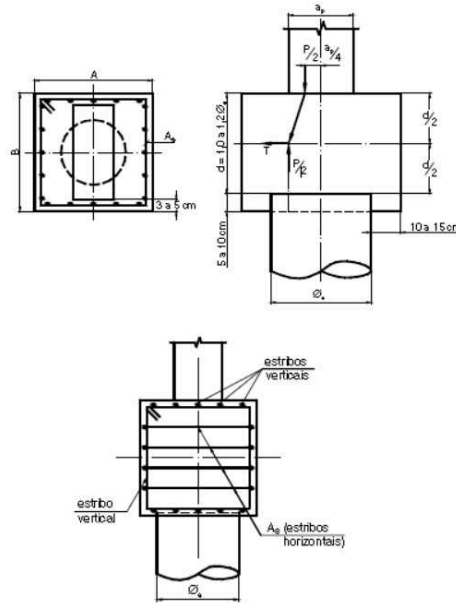
No caso de blocos sobre uma estaca, o bloco atua como elemento de transferência de carga e se faz necessário por razões construtivas.

Em estacas maciças de diâmetro muito grande ou tubulões de grande fuste, há a possibilidade de ancorar a armadura de arranque do pilar diretamente dentro das estacas, excluindo a necessidade de se usar um bloco de coroamento. Caso esse que não está presente neste trabalho.

Com a finalidade de local corretamente a posição dos pilares e corrigir eventuais excentricidades da execução da estaca, o bloco atua também uniformizando a carga transmitida para a estaca.

A armadura é composta por uma parte principal composta de estribos horizontais e por outra parte composta por estribos verticais para fins construtivos.

FIGURA 26 – Exemplo de detalhamento da armadura embloco sobre uma estaca



Fonte: Bastos, 2012

A força de tração resultante T , a ser resistida pela armadura disposta na forma de estribos horizontais é retirada da equação a seguir:

$$T = 0,25 P \frac{B_x - b_x}{h} \quad [45]$$

T – Força de tração resultante;

P – Carga vertical do pilar;

B_x – Face lateral do bloco;

b_x – Menor face do pilar;

h – Altura estrutural do bloco.

A área de aço do bloco será calculada pela fórmula:

$$A_s = \frac{\gamma_f T}{f_{yd}} \quad [46]$$

A_s – Área de aço resistente do bloco;

γ_f – Coeficiente de majoração da solicitação;

T – Força de tração resultante;

f_{yd} – Tensão de escoamento do aço.

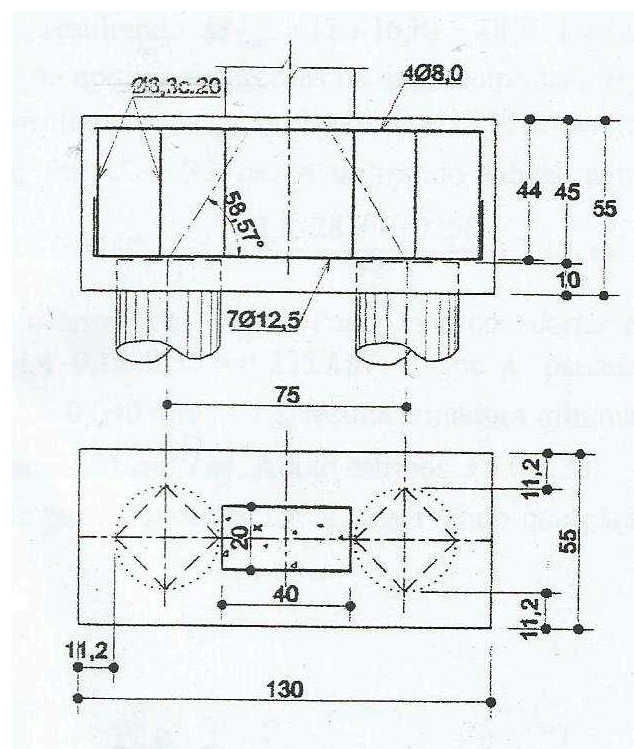
2.6.3.2 Armadura de bloco sobre 2 estacas

No caso de blocos sobre duas estacas, o bloco atua como elemento de transferência de carga, com a finalidade de distribuir corretamente as forças resultantes dos pilares para as estacas, uniformizando a carga transmitida.

A armadura é composta por uma armadura longitudinal principal na direção da maior dimensão do bloco com a finalidade de resistir aos esforços de tração do tirante. Outra parte da armadura é composta por armadura construtiva, localizada no topo do bloco.

Há ainda que se dimensionar estribos verticais, em processo análogo ao de vigas e caso o bloco possua altura estrutural maior do que 60 cm, é necessário colocar armadura de pele.

FIGURA 27 – Exemplo de detalhamento da armadura embloco sobre duas estacas



Fonte: Spornau, 2012

A força de tração resultante T , a ser resistida pela armadura principal é retirada da equação a seguir:

$$T = P \left(\frac{2l - b_y}{8d} \right) \quad [47]$$

T – Força de tração resultante em cada armadura;

P – Carga vertical do pilar;

l – Distância entre o eixo das estacas;

b_y – maior face do pilar;

d – Altura útil do bloco.

A resultante da biela de compressão é calculada por:

$$C = \frac{P}{2 \sin \alpha} \quad [48]$$

C – Força de compressão resultante;

P – Carga vertical do pilar;

α – Ângulo entre tirante e biela;

Segundo Spernau (2012), de ensaios realizados com modelos reduzidos e blocos de tamanhos normais observou-se que:

- A tensão de compressão no concreto, junto ao pilar foi cerca de 40% superior à tensão de cálculo;
- O esforço de tração no aço foi cerca de 15% superior ao indicado pelo cálculo.

Dessas observações seguem as recomendações para o dimensionamento:

A armadura do tirante é igual a:

$$A_s = 1,15 \frac{\gamma_f T}{f_{yd}} \quad [49]$$

A_s – Área de aço resistente do bloco;

γ_f – Coeficiente de majoração da solicitação;

T – Força de tração resultante;

f_{yd} – Tensão de escoamento do aço.

A tensão de compressão na biela, junto ao pilar é igual a: $1,4 \frac{\gamma_f P}{A_p \sin^2 \alpha} \leq f_{ck}$

A tensão de compressão na biela, junto à estaca é igual a: $1,4 \frac{\gamma_f P}{2 A_e \sin^2 \alpha} \leq f_{ck}$

γ_f – Coeficiente de majoração da solicitação;

P – Carga vertical do pilar;

A_p – Área do Pilar;

A_e – Área da estaca;

α – Ângulo entre tirante e biela;

f_{ck} – Resistência característica do concreto.

Utilizar armadura mínima para cortantes em processo análogo ao de uma viga.

Utilizar armadura construtiva: $A's = 0,2 A_s$

$A's$ – Área de aço da armadura construtiva;

A_s – Área de aço da armadura principal.

Utilizar armadura de pele quando quando $h \geq 60 \text{ cm}$

h – Altura estrutural do bloco.

2.6.3.3 Armadura de bloco sobre 3 estacas

No caso de bloco sobre três estacas, o bloco tem a mesma função dos casos anteriores – resistir e distribuir de maneira uniforme as cargas às estacas.

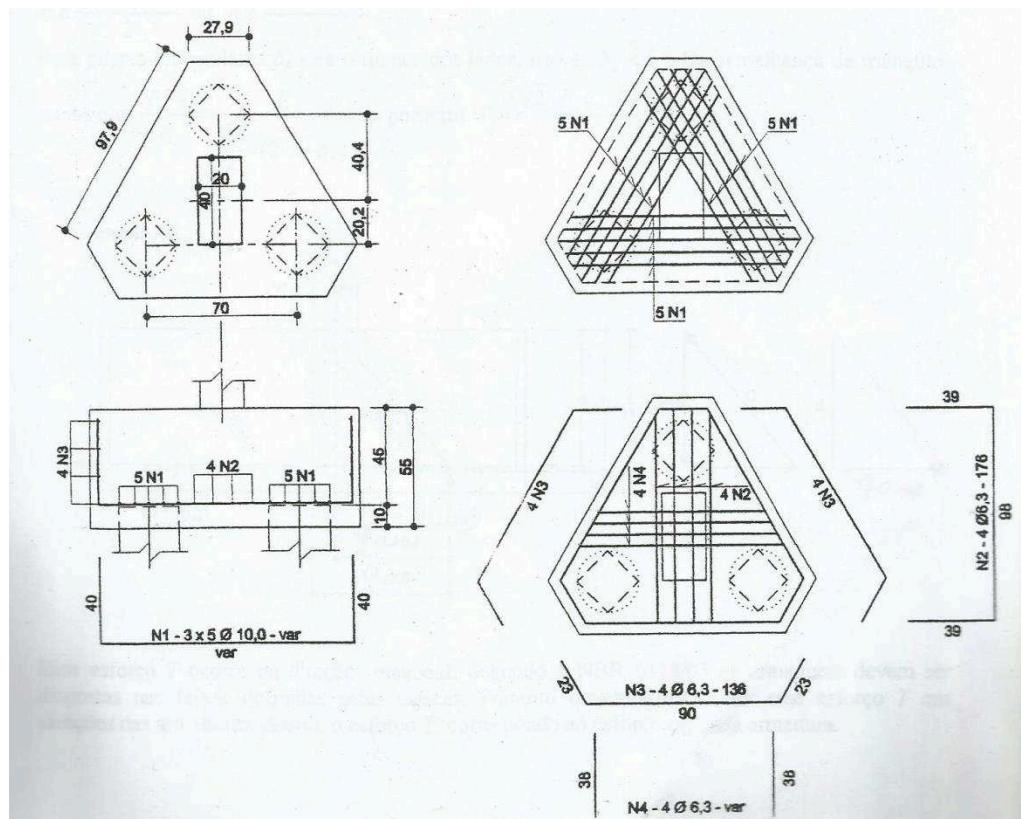
A armadura é composta por uma armadura longitudinal principal, unindo cada estaca às outras duas, cujas barras serão dobradas a 90 graus nas extremidades subindo verticalmente junto às faces onde serão amarradas cintas horizontais.

É necessário dispor, nas faces laterais (cintas horizontais) e no fundo do bloco, certa quantidade de armadura para controle da fissuração. A quantidade recomendada é de 20% da armadura principal.

Segundo item 22.7.4.1.5 da NBR 6118 (2014), é necessário que se utilize armadura superior e lateral nos blocos de coroamento, no entanto, não há nenhuma especificação da quantidade de armadura necessária para o topo dos blocos.

Para este projeto, foi adotada uma malha armada nas duas direções do topo do bloco com área de aço equivalente a 15% da armadura principal.

FIGURA 28 – Exemplo de detalhamento da armadura em bloco sobre três estacas



Fonte: Spernau, 2012

A força de tração resultante T , a ser resistida pela armadura principal é retirada da equação a seguir:

$$T' = 0.1667 P \left(\frac{2l - bx}{3d} \right) \quad [50]$$

T' – Força de tração resultante;

P – Carga vertical do pilar;

l – Vão entre as estacas;

bx – menor face do pilar;

d – Altura útil do bloco.

A verificação da compressão diagonal se dá pela inequação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad [51]$$

τ_{sd} – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

τ_{Rd2} – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo.

A seção de cada armadura é:

$$A_s = \frac{\gamma_f T}{f_{yd}} \quad [52]$$

A_s – Área de aço resistente do bloco;

γ_f – Coeficiente de majoração da solicitação;

T – Força de tração resultante;

f_{yd} – Tensão de escoamento do aço.

2.6.3.4 Armadura de bloco sobre 4 estacas

Os blocos sobre quatro estacas, possuem as mesmas funções já citadas nos blocos anteriores.

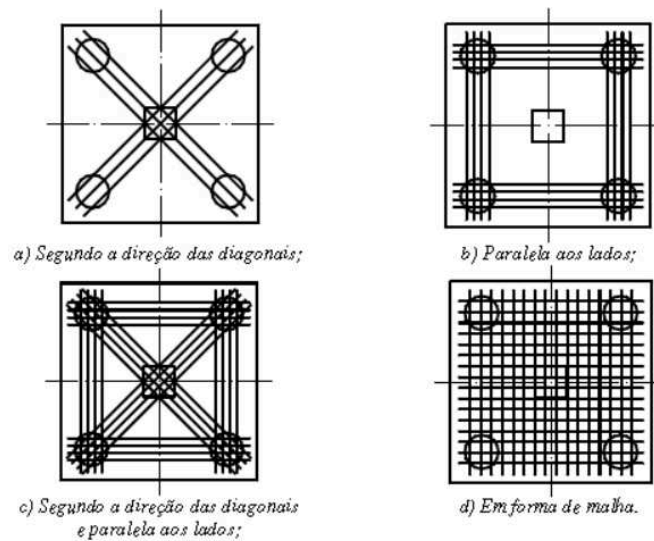
O detalhamento da armadura principal pode ser feito em pelo menos 4 maneiras diferentes porém, o detalhamento mais usual é dispor a armadura em cada uma das 4 faixas paralelas às faces laterais unindo cada estaca às demais ao seu lado.

É necessário dispor, no fundo do bloco, certa quantidade de armadura para controle da fissuração. A quantidade recomendada é de 20% da armadura principal, cujas barras serão dobradas em 90 graus subindo verticalmente junto às faces. Para formar a malha nas faces laterais, adotam-se cintas horizontais.

Segundo item 22.7.4.1.5 da NBR 6118 (2014), é necessário que se utilize armadura superior e lateral nos blocos de coroamento, no entanto, não há nenhuma especificação da quantidade de armadura necessária para o topo dos blocos.

Para este projeto, foi adotada uma malha armada nas duas direções do topo do bloco com área de aço equivalente a 15% da armadura principal.

FIGURA 29 – Tipos de detalhamento das armaduras principais em blocos sobre quatro estacas



Fonte: Bastos, 2012

A força de tração resultante T , a ser resistida pela armadura principal é retirada da equação a seguir:

$$T' = P \left(\frac{2l - b_x}{16d} \right) \quad [53]$$

T' – Força de tração resultante em cada armadura;

P – Carga vertical do pilar;

l – Vão entre as estacas;

b_x – menor face do pilar;

d – Altura útil do bloco.

A verificação da compressão diagonal se dá pela inequação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

τ_{sd} – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

τ_{Rd2} – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

A armadura do tirante é igual a:

$$A_s = \frac{\gamma_f T'}{f_{yd}} \quad [54]$$

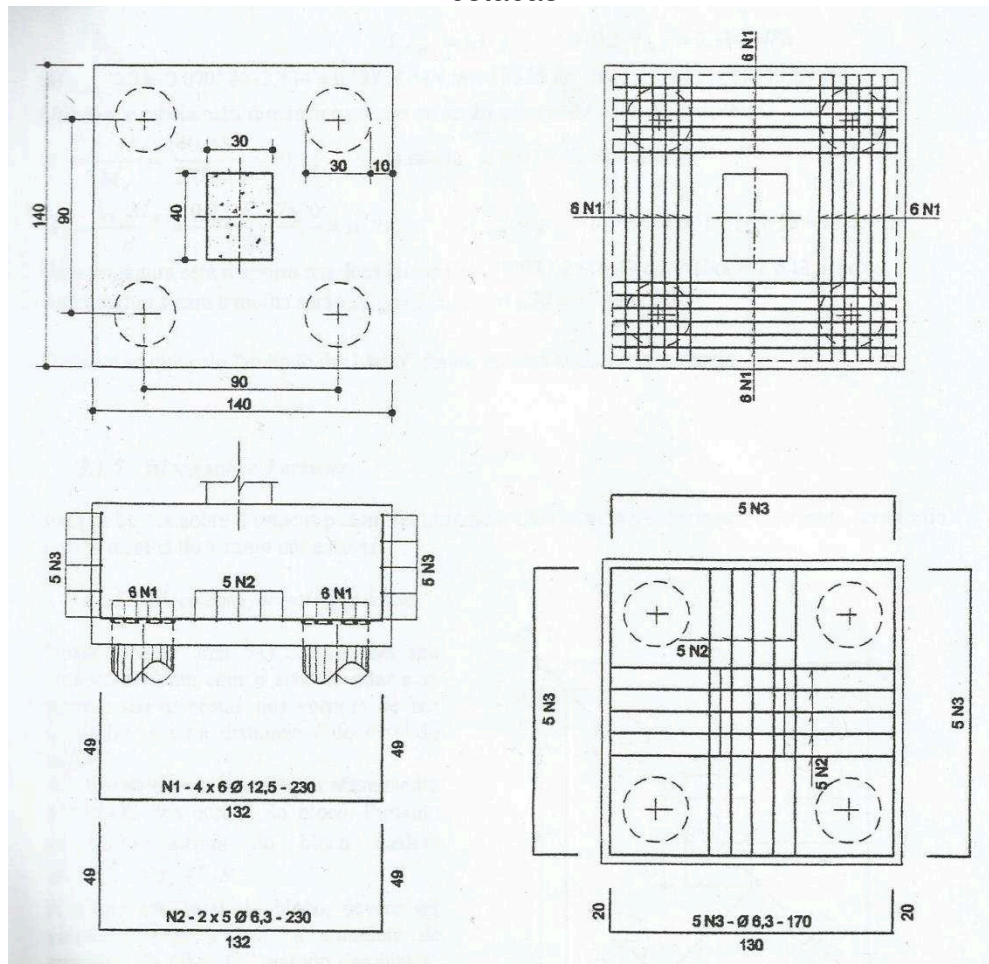
A_s – Área de aço resistente do bloco;

γ_f – Coeficiente de majoração da solicitação;

T' – Força de tração resultante;

f_{yd} – Tensão de escoamento do aço.

FIGURA 30 – Exemplo de detalhamento da armadura em blocos sobre quatro estacas



Fonte: Spernau, 2012

3 CARACTERIZAÇÃO E COLETA DE DADOS DO EMPREENDIMENTO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DO ESTUDO

Para a confecção deste projeto, primeiro é necessário se caracterizar a região de implantação da obra. Fatores como urbanização do local, facilidade de acesso e características topográficas em geral podem impossibilitar certas soluções para a obra.

O empreendimento em questão está localizado em área antigamente industrial na Rua Paulino Manoel da Silva, bairro Rio Caveiras, na cidade de Biguaçu, Santa Catarina.

O Bairro em questão passa por um período de mudança em virtude da construção de vários novos empreendimentos residenciais, do mesmo padrão do objeto deste trabalho.

FIGURA 31 - Localização do empreendimento



Fonte: Acervo pessoal do autor

3.2 COLETA DE DADOS

Como já foi dito no Item 2.4, segundo Velloso e Lopes (1998), os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- Topografia da área: Levatamento topográfico, dados sobre taludes e encostas no terreno, dados sobre erosões;

- Dados geológico-geotécnicos: Investigação de subsolo, mapas, fotos, relatos de experiências anteriores na região de construção;
- Dados da estrutura a ser construída: tipo e uso da obra, sistema estrutural, as cargas que a fundação recebe.

É importante, também, coletar dados sobre as edificações vizinhas. O tipo de estrutura, o desempenho das fundações, a existência de subsolo são dados válidos para a tomada de decisão do sistema construtivo da obra em questão.

É recomendado verificar e registrar com fotos datadas a existência de trincas ou outras patologias nas edificações vizinhas, para se precaver de eventuais alegações indevidas de danos causados pela obra.

Neste empreendimento, os dados referentes à topografia do terreno, a sondagem do solo e o projeto da estrutura em questão (incluindo a planta de cargas dos pilares), foram fornecidas por empresas especializadas com experiência anterior comprovada.

3.2.1 Levantamento Topográfico

O levantamento topográfico é uma representação das características de um terreno, tais quais: relevo, pontos notáveis, dimensões do terreno, acidentes geográficos, etc.

Neste caso, pode-se perceber pela imagem de satélite que a área do empreendimento era pertencente à um único lote, como será demonstrado nas figuras a seguir.

O lote total foi dividido em três glebas para processo de desmembramento na prefeitura do município, com o intuito de aproveitar melhor a área do terreno visto que o empreendimento não é grande o suficiente para contemplar toda a área do lote em questão.

A gleba referente ao empreendimento é a gleba número um, conforme a divisão de áreas mostrada na figura 33.

O levantamento foi realizado por empresa especializada, utilizando estação total com precisão linear de 2 mm e precisão angular de 1'.

FIGURA 32– Estação total da fabricante TOPCON, série GPT 3000



Fonte: acervo pessoal do autor

O mesmo levantamento planimétrico do terreno usado para o processo de desmembramento será usado para a implantação da obra, em virtude da boa precisão das máquinas e da boa técnica empregada pela empresa contratada.

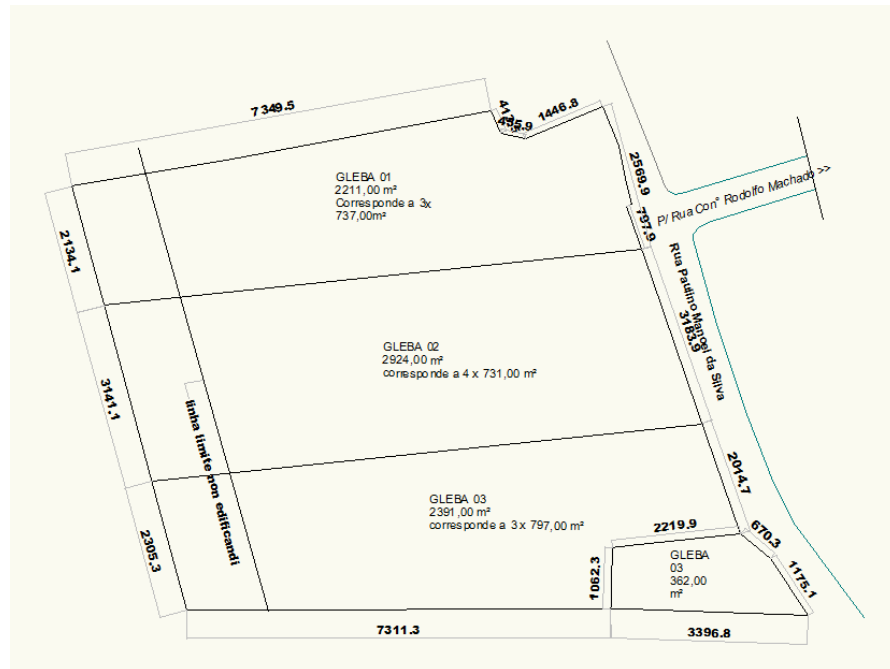
Foi exigido da empresa contratada que se utilizasse o método de fechamento da poligonal no levantamento, com pelo menos três pontos de estação, e que se utilizasse de leituras diretas e invertidas nas leituras de vante e de ré com o intuito de mitigar ao máximo erros inerentes ao processo, que ficaram em torno de 1:30.000, resultado considerado bastante satisfatório.

A área referente ao novo lote possui 2211,00 m² e suas divisas estão marcadas com piquete cravado ao lado de estaca testemunha.

Devido à falta de acidentes no terreno, não se considerou necessário o levantamento planialtimétrico para os cálculos de movimentação de terra pois o desnível do terreno, de seu pico à seu vale, não ultrapassa o valor de um metro.

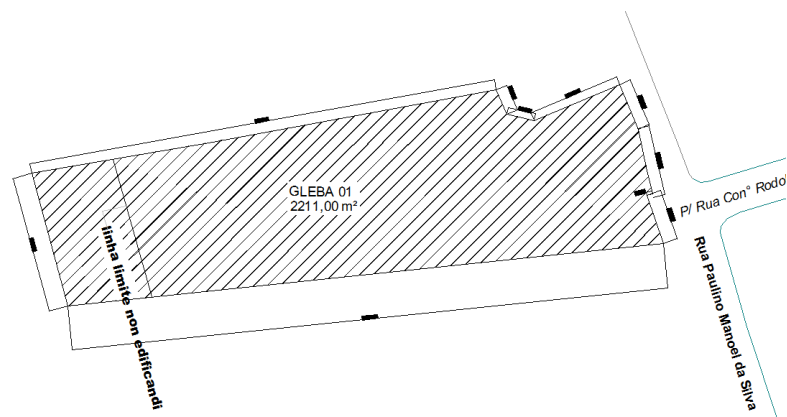
A planta de levantamento topográfico do terreno fará parte do Anexo I deste trabalho.

FIGURA 33 – Glebas de desmembramento do terreno



Fonte: Acervo pessoal do autor

FIGURA 34 – Área do terreno do Empreendimento – Gleba 01



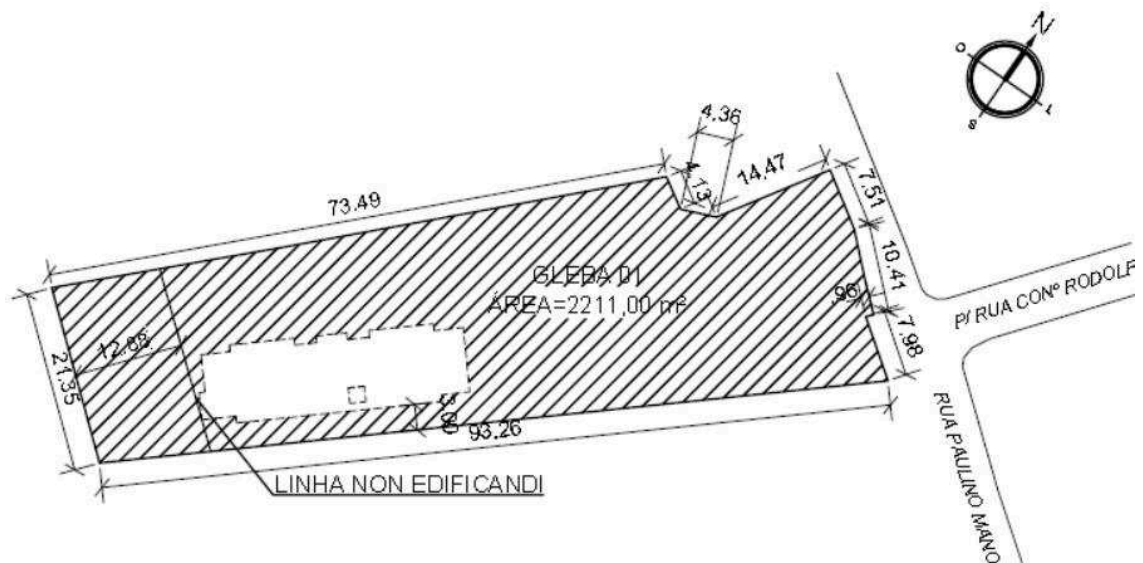
Fonte: Acervo pessoal do autor

Descontando-se os recuos necessários de acordo com a lei de zoneamento do município, foi implantada a obra nos limites de edificação do terreno.

Pode-se visualizar a projeção da edificação sobre a área edificável na figura a seguir.

O empreendimento corresponde a uma primeira torre que precederá uma eventual segunda torre.

FIGURA 35 – Projeção da edificação no terreno



Fonte: acervo pessoal do autor

Tendo em mãos as características topográficas prossegue-se para a análise da investigação geotécnica do subsolo do terreno.

3.2.2 Relatório de Sondagem SPT

Para iniciar um projeto de fundações, essencialmente necessita-se das cargas solicitantes e do perfil geotécnico do terreno.

Informações relativas à resistência das camadas do subsolo, posição do nível d'água e tipos de solo que compõem as camadas são elementos imprescindíveis para o correto embasamento do engenheiro projetista.

O dimensionamento dos elementos de fundação deste estudo foi feito com base no ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) realizado no terreno.

O ensaio SPT foi escolhido devido à sua grande difusão no mercado e por seu baixo custo em comparação com as outras opções de mercado além de que os dados fornecidos pelo ensaio são suficientes para a elaboração de um bom projeto de fundações.

FIGURA 36 – Execução de furo de sondagem SPT



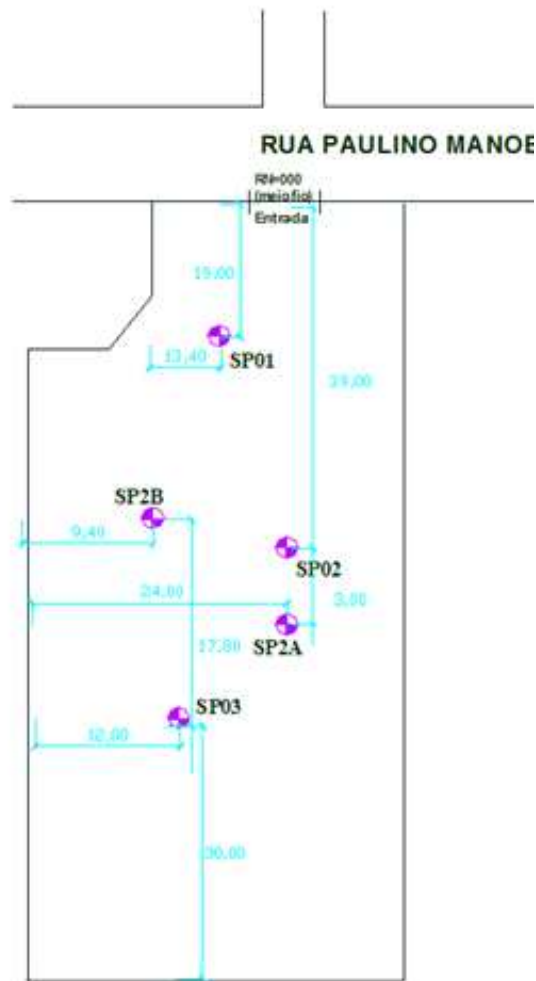
Fonte:Acervo pessoal do autor

Esta obra em si, não possui um grau de complexidade elevado do ponto de vista estrutural, em virtude de ser uma edificação residencial comum com carregamento prioritariamente estático, portanto não se considerou necessário um estudo mais aprofundado como ensaios CPT ou CPTU, nem ensaios de laboratório.

A empresa responsável pelo empreendimento executou apenas 3 furos de sondagem para o empreendimento em questão. Tal fato deve-se também a um conhecimento prévio do solo da região em virtude do acompanhamento de obras vizinhas à região e de já terem sido feitos ensaios de SPT nas glebas vizinhas, que possuíam resultados semelhantes ao da gleba em que está situado o empreendimento.

Deve-se citar neste ponto o fato de que a quantidade dos furos de sondagem contrariou as recomendações da norma.

FIGURA 37 – Croqui de locação dos furos de sondagem



Fonte: Acervo pessoal do autor

Houve problemas na execução dos furos SP02 e SP2A, em consequência da impossibilidade de avanço já no primeiro metro dos furos em questão.

Isso se deve ao fato que os furos foram previamente locados em antigo depósito de materiais como areia e brita, tendo uma camada fina de concreto a ser ultrapassada, sendo portanto, a interpretação da situação como um fato corriqueiro, não estando relacionado à, por exemplo, presença de rocha no solo.

Os laudos dos furos de sondagem do terreno se encontram nas figuras a seguir.

FIGURA 38 – Furo de sondagem SP01

| | | | | | |
|--|---------------------|---|-------|-------------------------------------|--|
| CLIENTE: MATHEUS ARARIPE | | | | REF: 9112/2016 | |
| LOCAL SERVIÇO: | | Rua Paulino Manoel da Silva- Município de Biguaçu -SC | | | Data inicial: 26/01/2016 |
| Sondagem: SP01 | | Cota (m): -0,05 | | | Data final : 26/01/2016 |
| Rep. Técnica: Arnildo Barro/CREA BC- 15144 | | | | Profun- didade das camadas | DESCRIÇÃO DOS SOLOS |
| Prof. (m) | Nº. des. amostra | Golpes / cm | | | |
| | | 1º-2º | 2º-3º | | |
| 1,00 | 1 | 2 | 2 | 1,00 | ATERRO; |
| 2,00 | 2 | 2 | 2 | | Argila cinza, muito mole; |
| 3,00 | 3 | 2 | 2 | | |
| 4,00 | 4 | 2 | 2 | | |
| 5,00 | 5 | 4 | 5 | 5,00 | |
| 6,00 | 6 | 5 | 6 | | Argila cinza, de consistência média; |
| 7,00 | 7 | 5 | 6 | | |
| 8,00 | 8 | 6 | 6 | | |
| 9,00 | 9 | 12 | 16 | 9,00 | |
| 10,00 | 10 | 10 | 14 | 10,50 | Argila com pedregulho, cinza, rija; |
| 11,00 | 11 | 14 | 18 | | Silt argilo, arenoso, esverdeado, medianamente compacto; |
| 12,00 | 12 | 18 | 23 | 12,15 | |
| 13,00 | 13 | 30 | 34 | | Silt arenoso, esverdeado, compacto; |
| 14,00 | 14 | 38 | 43 | 14,80 | |
| 15,00 | 15 | | | | Impenetrável a Percussão (SILT ARENOSO) |
| 16,00 | | | | | Ensaio por trepanação por lavagem |
| 17,00 | | | | | CONFORME NBR 6484 |
| 18,00 | | | | | |
| 19,00 | | | | | |
| 20,00 | | | | | |
| 21,00 | | | | | |
| Prof. N.A.: -0,80 | | | | Obs.: | |

Fonte: Acervo pessoal do autor

FIGURA 39 – Furo de sondagem SP02

| | | | | | |
|--|---------|---|-------|----------------|--|
| CLIENTE: MATHEUS ARARIPE | | | | REF: 9112/2016 | |
| LOCAL SERVIÇO: | | Rua Paulino Manoel da Silva- Município de Biguaçu -SC | | | Data inicial: 26/01/2016 |
| Sondagem: SP02 | | Cota (m): +0,40 | | | Data final : 26/01/2016 |
| Rep. Técnico: Arnildo Barro/CREA-SC- 15144 | | | | Profun- | DESCRIÇÃO DOS SOLOS |
| Prof. | Nº. de | Calço / cm | | didade | |
| (mts) | amostra | ----- | | das | |
| | | 1º-2º | 2º-3º | camadas | |
| 1,00 | 1 | 20 | 26 | 2,00 | ATERRO, com pedregulho, cinza, compacto; |
| 2,00 | 2 | | | | Impenetrável a Percussão (ATERRO) |
| 3,00 | | | | | Ensaio por trepanação por lavagem |
| 4,00 | | | | | CONFORME NBR 6404 |
| 5,00 | | | | | |
| 6,00 | | | | | |
| 7,00 | | | | | |
| 8,00 | | | | | |
| 9,00 | | | | | |
| 10,00 | | | | | |
| 11,00 | | | | | |
| 12,00 | | | | | |
| 13,00 | | | | | |
| 14,00 | | | | | |
| 15,00 | | | | | |
| 16,00 | | | | | |
| 17,00 | | | | | |
| 18,00 | | | | | |
| 19,00 | | | | | |
| 20,00 | | | | | |
| 21,00 | | | | | |
| Prof. N.A.: -1,00 | | | | | Obs: |

Fonte: Acervo pessoal do autor

FIGURA 40 – Furo de sondagem SP2A

| | | | | | |
|--|---------|---|-------|----------------|--|
| CLIENTE: MATHEUS ARARIPE | | | | REF: 9112/2016 | |
| LOCAL SERVIÇO: | | Rua Paulino Manoel da Silva- Município de Biguaçu -SC | | | Data inicial: 26/01/2016 |
| Sondagem: SP2A | | Cota (m): +0,40 | | | Data final: 26/01/2016 |
| Rep. Técnico: Arnildo Barreto/CREA BC- 15144 | | | | Profun- | DESCRITÃO DOS SOLOS |
| Prof. | It. des | Calço / cm | | didado | |
| (mts) | mostr | 1"=2" | 2"=3" | das | |
| | | | | camadas | |
| 1,00 | 1 | | | | Aterro, com pedregulho, cinza, compacto; |
| 2,00 | 2 | | | 1,80 | Impermeável a Percussão (ATERRO) |
| 3,00 | | | | | Ensaio por trepanação por lavagem |
| 4,00 | | | | | CONFORME NBR 6404 |
| 5,00 | | | | | |
| 6,00 | | | | | |
| 7,00 | | | | | |
| 8,00 | | | | | |
| 9,00 | | | | | |
| 10,00 | | | | | |
| 11,00 | | | | | |
| 12,00 | | | | | |
| 13,00 | | | | | |
| 14,00 | | | | | |
| 15,00 | | | | | |
| 16,00 | | | | | |
| 17,00 | | | | | |
| 18,00 | | | | | |
| 19,00 | | | | | |
| 20,00 | | | | | |
| 21,00 | | | | | |
| Prof. NA.: -1,00 | | | | Obs.: | |

Fonte: Acervo pessoal do autor

FIGURA 41– Furo de sondagem SP2B

| | | | | | |
|--|---------|---|-------|----------------|--------------------------|
| CLIENTE: MATHEUS ARARIPE | | | | REF: 9112/2016 | |
| LOCAL SERVIÇO: | | Rua Paulino Manoel da Silva- Município de Biguaçu -SC | | | Data inicial: 26/01/2016 |
| Sondagem: SP2B | | Cota (m): -0,10 | | | Data final : 26/01/2016 |
| Rep. Técnico: Amílcar Barreto/CREA-SC- 15144 | | | | Profun- | DESCRIÇÃO DOS SOLOS |
| Prof. | Nº. das | Carga / cm | | didade | |
| (mts) | amostra | ----- | | das | |
| | | 1"=2" | 2"=3" | camadas | |
| | | | | | |
| 1,00 | 1 | 3 | 4 | 1 | 1,45 |
| 2,00 | 2 | 2 | 2 | 2 | |
| 3,00 | 3 | 2 | 2 | 3 | |
| 4,00 | 4 | 2 | 2 | 4 | |
| 5,00 | 5 | 2 | 2 | 5 | 6,90 |
| 6,00 | 6 | 2 | 2 | 6 | |
| 7,00 | 7 | 8 | 11 | 7 | |
| 8,00 | 8 | 20 | 26 | 8 | |
| 9,00 | 9 | 24 | 28 | 9 | 8,00 |
| 10,00 | 10 | 26 | 31 | 10 | |
| 11,00 | 11 | 30 | 34 | 11 | 11,40 |
| 12,00 | 12 | 34 | 38 | 12 | |
| 13,00 | 13 | | | 13 | 12,50 |
| 14,00 | | | | 14 | |
| 15,00 | | | | 15 | |
| 16,00 | | | | 16 | |
| 17,00 | | | | 17 | |
| 18,00 | | | | 18 | |
| 19,00 | | | | 19 | |
| 20,00 | | | | 20 | |
| 21,00 | | | | 21 | |
| Prof. NA.: -0,80 | | | | Obs.: | |

Fonte: Acervo pessoal do autor

FIGURA 42 – Furo de sondagem SP03

| | | | | | |
|---|---------|---|-------|----------------|---|
| CLIENTE: MATHEUS ARARIPE | | | | REF: 9112/2016 | |
| LOCAL SERVIÇO: | | Rua Paulino Manoel da Silva- Município de Biguaçu -SC | | | Data inicial: 26/01/2016 |
| Sondagem: SP03 | | Cota (m): -0,10 | | | Data final : 26/01/2016 |
| Rep Técnico: Amílido Barroto/CREA-SC- 15144 | | | | Profun- | DESCRIÇÃO DOS SOLOS |
| Prof. | Nº. de | Golpes / cm | | didade | |
| (m) | amostra | ----- | | das | |
| | | 1'-2' | 2'-3' | camadas | |
| 1,00 | 1 | 5 | 6 | | 0,50 ATERRO; Argila marrom, de consistência média; |
| 2,00 | 2 | 2 | 3 | | 2,50 2,90 Areia média, cinza; |
| 3,00 | 3 | 2 | 2 | | |
| 4,00 | 4 | 2 | 2 | | Argila cinza, muito mole; |
| 5,00 | 5 | 2 | 2 | | |
| 6,00 | 6 | 2 | 2 | | |
| 7,00 | 7 | 2 | 3 | | |
| 8,00 | 8 | 5 | 7 | | 7,60 Areia grossa, cinza, pouco compacta; |
| 9,00 | 9 | 9 | 7 | | |
| 10,00 | 10 | 2 | 3 | | 9,90 Argila cinza, muito mole; |
| 11,00 | 11 | 3 | 4 | | |
| 12,00 | 12 | 4 | 5 | | 12,00 12,80 Siltos arenoso, cinza, pouco compacto; |
| 13,00 | 13 | | | | IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO (MATAÇÃO / ROCHA) CONFORME NBR 6484 |
| 14,00 | | | | | |
| 15,00 | | | | | |
| 16,00 | | | | | |
| 17,00 | | | | | |
| 18,00 | | | | | |
| 19,00 | | | | | |
| 20,00 | | | | | |
| 21,00 | | | | | |
| Prof. N.A.: -0,80 | | | | | Obs.: |

Fonte: Acervo pessoal do autor

3.2.3 Projeto Estrutural

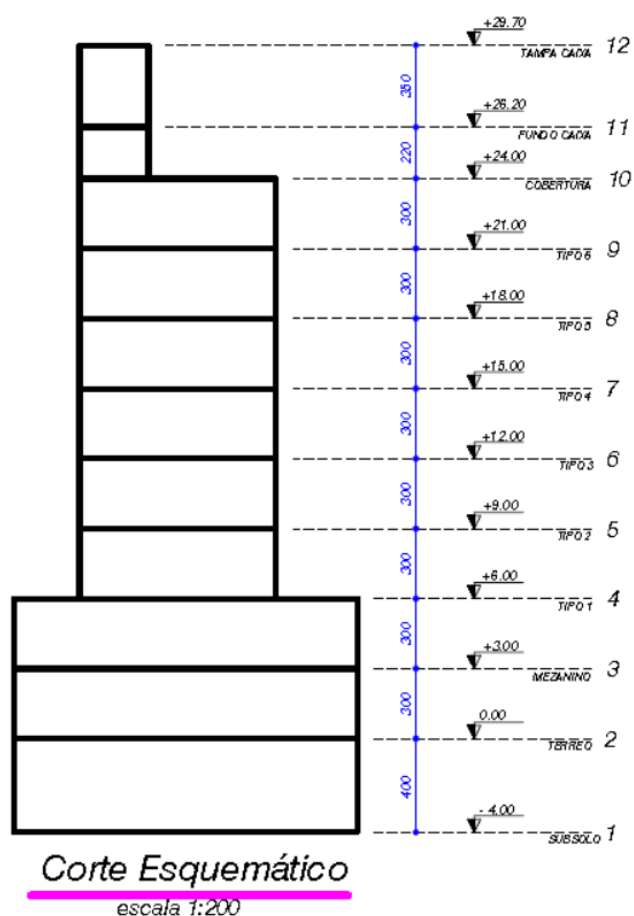
Para o dimensionamento do estaqueamento, é necessário ter em mãos a planta de cargas da estrutura do edifício, onde estão contidas as dimensões e a locação dos pilares assim como as cargas provenientes dos mesmos. Na mesma planta encontra-se o corte esquemático da edificação, que demonstra a execução de um subsolo na cota -4,00 m do terreno.

Verificou-se também a existência de momentos e forças horizontais atuantes nos pilares, que foram levados em conta no dimensionamento das fundações.

O corte esquemático e uma tabela das solicitações provenientes dos pilares adaptada da planta de cargas do projeto estrutural encontram-se a seguir.

A planta de cargas e locação dos pilares se encontra no anexo II deste trabalho.

FIGURA 43 – Corte esquemático da edificação



Fonte: acervo pessoal do autor

TABELA 5 – Tabela de solicitações dos pilares da edificação

| Pilar | Seção (cm) | Q Máx (tf) | Q Mín (tf) | Mx (tf.m) | My (tf.m) | Fx (tf) | Fy (tf) |
|--------|------------|------------|------------|-----------|-----------|---------|---------|
| P1 | 19x64 | 171,9 | 68,5 | 2 | 1,6 | 0,6 | 1,8 |
| P2A | 19x64 | 145,9 | 120,9 | 1,6 | 2,9 | 1,3 | 1,3 |
| P3A | 19x70 | 242,9 | 199,7 | 1,4 | 4 | 1,9 | 1,1 |
| P5A | 22x70 | 301,4 | 234,1 | 1 | 3,9 | 1,5 | 0,5 |
| P6 | 25x80 | 103 | 65,7 | 15 | 0,5 | 0,4 | 2,2 |
| P7A | 19x82 | 129,5 | 92,9 | 0,6 | 4 | 2 | 0,3 |
| P8 | 30x80 | 115,8 | 21,5 | 13,2 | 0,7 | 0,8 | 3,4 |
| P10 | 25x60 | 161,4 | 118,1 | 4,9 | 3 | 1,5 | 3,9 |
| P11 | 19x99 | 132 | 95,2 | 3,2 | 2,5 | 1,3 | 2,9 |
| P12 | 19x99 | 175,3 | 130,2 | 24,5 | 0,6 | 0,4 | 5,3 |
| P13A | 25x60 | 107,1 | 70 | 3,6 | 2 | 1 | 2,9 |
| P14 | 19x99 | 177,1 | 105 | 28,4 | 0,9 | 0,7 | 17 |
| P15 | 19x99 | 95,7 | 75,9 | 27,9 | 1 | 0,7 | 6,6 |
| P16 | 19x99 | 130,5 | 81,9 | 35 | 1,1 | 0,9 | 19,6 |
| P17A | 19x60 | 130 | 97,9 | 1,4 | 1,8 | 0,9 | 1,2 |
| P18A | 19x82 | 89,3 | 60,7 | 0,8 | 3,1 | 1,7 | 0,4 |
| P19 | 19x99 | 416,5 | 86,5 | 1,7 | 10,7 | 6,4 | 1,5 |
| PE100 | 19x50 | 36,3 | 22,6 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 |
| PE101 | 19x50 | 37,4 | 26,3 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 |
| PE102 | 19x50 | 34,6 | 25,4 | 3 | 0,4 | 0,2 | 1,2 |
| PE103 | 19x50 | 50 | 39,2 | 3 | 0,3 | 0,2 | 1,2 |
| PE104 | 19x50 | 51,4 | 39,1 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 |
| PE105 | 19x60 | 77,1 | 63,8 | 0,6 | 1,2 | 0,5 | 0,3 |
| PE106 | 19x50 | 33,2 | 24,6 | 1,4 | 1,1 | 0,5 | 0,6 |
| PE107 | 19x50 | 25,5 | 10 | 2 | 1,4 | 0,6 | 0,8 |
| PE109 | 19x50 | 57 | -3,6 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 |
| PE113 | 19x50 | 40,5 | 36 | 1 | 0,5 | 0,2 | 0,4 |
| PER1 | 12x50 | 28,5 | -0,5 | 0,2 | 0,8 | 0,4 | 0,1 |
| PER110 | 12x50 | 17,2 | -1,4 | 0,3 | 2,6 | 1,1 | 0,1 |
| PR111 | 12x50 | 34,7 | -9,5 | 0,2 | 5,3 | 4,6 | 0,2 |
| PR112 | 12x50 | 5,8 | 2,1 | 0,4 | 3,5 | 2,5 | 0,3 |

Fonte: Acervo pessoal do autor

3.2.4 Análise Geotécnica

Vistos os perfis de sondagem, torna-se automaticamente descartada a hipótese de fundação direta visto a camada de argila muito mole que prevalece nas camadas mais superficiais de todo o terreno.

A partir dos três furos de sondagem previamente realizados, decidiu-se um perfil de solo que representasse as piores condições no local. O furo de sondagem que representa as condições mais desfavoráveis com relação à capacidade de carga das estacas é o furo SP03, furo tal que foi utilizado como base para o dimensionamento das fundações pois aumenta a margem de segurança do estaqueamento.

Ainda devido ao fato de se obter uma grande camada de argila muito mole no terreno, torna-se imperativo o fato de que se aumentará em grande quantidade o sobreconsumo de concreto na execução das estacas do tipo hélice contínua visto que o empuxo lateral do concreto é maior que o empuxo do solo, gerando uma considerável perda de concreto ou até problema de descontinuidade do fuste da estaca.

Em virtude das situações explicitadas acima, com os agravantes de não se ter urgência no cronograma de obra, apresentar menor custo e do fato de que a área de estudo corresponde a uma área pouco urbanizada, afastada de hospitais e escolas, foi escolhida a alternativa de fundação em estacas cravadas.

As estacas escolhidas para o projeto serão estacas centrifugadas da fabricante SCAC ou similar, com diâmetros de 33 cm, 38 cm, 42 cm e 50 cm.

Foi decidido apoiar todas as estacas no impenetrável (alteração de rocha) para mobilizar ao máximo o carregamento de cada estaca. Em virtude da estaca estar apoiada em rocha, a mesma não apresenta parcela de recalque devido a deformação vertical das camadas de solo inferiores. A parcela de recalque referente ao encurtamento elástico do concreto da estaca não foi considerada, visto que geralmente a parcela se resume a poucos milímetros e ocorre em todas as estacas - em maior ou menor dimensão - não gerando recalques diferenciais notáveis.

Vê-se também que as cargas máximas em cada estaca devem obedecer os limites de carga admissível do dimensionamento geotécnico, que são menores que a carga de catálogo das estacas para todos os diâmetros. O fator de segurança foi estipulado igual a dois e segue as recomendações da NBR 6122:2010.

FIGURA 44 – Estaca centrifugada em posição de cravação



Fonte: Brasterra Fundações LTDA, 2016

O perfil de sondagem SP03 foi representado em uma planilha e submetido às formulas de Aoki-Velloso com a finalidade de encontrar a capacidade de carga para o maciço solo-estaca.

O valor máximo de N_{spt} foi considerado igual a 35 para efeitos de cálculo.

No projeto, consta a execução de um subsolo na cota inicial -4,00 m. Considerando o RN no meio-fio da calçada, vê-se também que o impenetrável se encontra variando entre a cota -15,00 m e -13,00 m para os furos de sondagem, logo será adotada estaca com o comprimento de 12 metros - comprimento máximo da fabricante - para que não haja emendas e para que se possibilite rasamento da estaca visando seu embutimento no bloco usando a mesma cota para todos os blocos sem problemas.

Outra medida a favor da segurança utilizada foi desconsiderar a adesividade lateral da camada de argila muito mole com N_{spt} igual a dois pelo fato de que o número em si foi aferido pelo sondador, que ao perceber o teor de consistência da argila no avanço por lavagem, aferiu tal número de resistência sem sequer fazer o teste de percussão.

Tal camada de argila muito mole não representa um caso de atrito negativo visto que a camada de aterro que a sobrepõe foi executada há aproximadamente quarenta anos e a camada foi considerada em seu estado máximo de adensamento.

As tabelas do cálculo da capacidade de carga das estacas se encontram a seguir.

Os cálculos levam em conta a resistência de estacas de diâmetro 33 cm, 38 cm, 42 cm e 50 cm para o furo SP03 e conseqüentemente para todo o estaqueamento.

| | |
|--------------------------|------|
| Diâmetro (cm)= | 33 |
| F1 (Pré-Moldados)= | 1,41 |
| F2(Pré-Moldados)= | 2,83 |
| Área de Ponta (m²)= | 0,09 |
| Perímetro (m)= | 1,04 |
| Carga de Catálogo (tf) = | 80 |

Tabela 6 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 33 cm.

| Capacidade de Carga das estacas: Método Aoki - Velloso | | | | | | | | | | | |
|--|--------|------|-------------------------|---------|----------|---------|------------------|---------|---------|-----------|-------------|
| Tipo de solo | Prof. | Nspt | Nspt Médio Camada | K (KPa) | α | RL (KN) | Σ RL (KN) | Rp (KN) | Rt (KN) | Radm (KN) | Radm (tf) |
| Aterro | 0-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | 0,0 | 0 | 0 | 0 |
| Argila | 1-2 | 6 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Argila | 2-3 | 3 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Argila | 3-4 | 2 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Argila | 4-5 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 24,2 | 24,2 | 12,1 | 1,2 |
| Argila | 5-6 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 24,2 | 24,2 | 12,1 | 1,2 |
| Argila | 6-7 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 24,2 | 24,2 | 12,1 | 1,2 |
| Areia | 7-8 | 3 | 3 | 1000 | 0,014 | 0,0 | 0,0 | 181,7 | 181,7 | 90,8 | 9,1 |
| Areia | 8-9 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 15,4 | 15,4 | 423,9 | 439,3 | 219,6 | 22,0 |
| Areia | 9-10 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 36,0 | 51,4 | 423,9 | 475,2 | 237,6 | 23,8 |
| Argila | 10-11 | 3 | 4 | 200 | 0,060 | 36,0 | 87,3 | 42,4 | 129,7 | 64,9 | 6,5 |
| Argila | 11-12 | 4 | 4 | 200 | 0,060 | 15,4 | 102,8 | 42,4 | 145,1 | 72,6 | 7,3 |
| Silte Arenoso | 12-13 | 5 | 5 | 550 | 0,022 | 15,4 | 118,2 | 166,5 | 284,7 | 142,3 | 14,2 |
| Impenetrável | 13-... | 60 | 35 | 550 | 0,022 | 22,2 | 140,4 | 1165,6 | 1306,0 | 653,0 | 65,3 |

Fonte: Do próprio autor

| | |
|--------------------------|------|
| Diâmetro (cm)= | 38 |
| F1 (Pré-Moldados)= | 1,48 |
| F2(Pré-Moldados)= | 2,95 |
| Área de Ponta (m²)= | 0,11 |
| Perímetro (m)= | 1,19 |
| Carga de Catálogo (tf) = | 100 |

TABELA 7 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 38 cm

| Capacidade de Carga das estacas: Método Aoki - Velloso | | | | | | | | | | | |
|--|--------|------|-------------------------|---------|----------|---------|------------------|---------|---------|-----------|-------------|
| Tipo de solo | Prof. | Nspt | Nspt Médio Camada | K (KPa) | α | RL (KN) | Σ RL (KN) | Rp (KN) | Rt (KN) | Radm (KN) | Radm (tf) |
| Aterro | 0-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | 0,0 | 0 | 0 | 0 |
| Argila | 1-2 | 6 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 46,1 | 46,1 | 23,1 | 2,3 |
| Argila | 2-3 | 3 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 46,1 | 46,1 | 23,1 | 2,3 |
| Argila | 3-4 | 2 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 46,1 | 46,1 | 23,1 | 2,3 |
| Argila | 4-5 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 30,8 | 30,8 | 15,4 | 1,5 |
| Argila | 5-6 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 30,8 | 30,8 | 15,4 | 1,5 |
| Argila | 6-7 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 30,8 | 30,8 | 15,4 | 1,5 |
| Areia | 7-8 | 3 | 3 | 1000 | 0,014 | 0,0 | 0,0 | 230,7 | 230,7 | 115,3 | 11,5 |
| Areia | 8-9 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 17,0 | 17,0 | 538,2 | 555,2 | 277,6 | 27,8 |
| Areia | 9-10 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 39,7 | 56,7 | 538,2 | 594,9 | 297,4 | 29,7 |
| Argila | 10-11 | 3 | 4 | 200 | 0,060 | 39,7 | 96,3 | 53,8 | 150,1 | 75,1 | 7,5 |
| Argila | 11-12 | 4 | 4 | 200 | 0,060 | 17,0 | 113,3 | 53,8 | 167,1 | 83,6 | 8,4 |
| Silte Arenoso | 12-13 | 5 | 5 | 550 | 0,022 | 17,0 | 130,3 | 211,4 | 341,8 | 170,9 | 17,1 |
| Impenetrável | 13-... | 60 | 35 | 550 | 0,022 | 24,5 | 154,8 | 1480,1 | 1634,9 | 817,5 | 81,7 |

Fonte: Do próprio autor

| | |
|--------------------------|------|
| Diâmetro (cm)= | 42 |
| F1 (Pré-Moldados)= | 1,53 |
| F2(Pré-Moldados)= | 3,05 |
| Área de Ponta (m²)= | 0,14 |
| Perímetro (m)= | 1,32 |
| Carga de Catálogo (tf) = | 125 |

TABELA 8 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 42 cm

| Capacidade de Carga das estacas: Método Aoki - Velloso | | | | | | | | | | | |
|--|--------|------|-------------------------|---------|----------|---------|------------------|---------|---------|-----------|-------------|
| Tipo de solo | Prof. | Nspt | Nspt Médio Camada | K (KPa) | α | RL (KN) | Σ RL (KN) | Rp (KN) | Rt (KN) | Radm (KN) | Radm (tf) |
| Aterro | 0-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | 0,0 | 0 | 0 | 0 |
| Argila | 1-2 | 6 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 54,5 | 54,5 | 27,3 | 2,7 |
| Argila | 2-3 | 3 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 54,5 | 54,5 | 27,3 | 2,7 |
| Argila | 3-4 | 2 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 54,5 | 54,5 | 27,3 | 2,7 |
| Argila | 4-5 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Argila | 5-6 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Argila | 6-7 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 36,3 | 36,3 | 18,2 | 1,8 |
| Areia | 7-8 | 3 | 3 | 1000 | 0,014 | 0,0 | 0,0 | 272,5 | 272,5 | 136,3 | 13,6 |
| Areia | 8-9 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 18,2 | 18,2 | 635,9 | 654,1 | 327,1 | 32,7 |
| Areia | 9-10 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 42,4 | 60,6 | 635,9 | 696,5 | 348,3 | 34,8 |
| Argila | 10-11 | 3 | 4 | 200 | 0,060 | 42,4 | 103,0 | 63,6 | 166,6 | 83,3 | 8,3 |
| Argila | 11-12 | 4 | 4 | 200 | 0,060 | 18,2 | 121,1 | 63,6 | 184,7 | 92,4 | 9,2 |
| Silte Arenoso | 12-13 | 5 | 5 | 550 | 0,022 | 18,2 | 139,3 | 249,8 | 389,1 | 194,6 | 19,5 |
| Impenetrável | 13-... | 60 | 35 | 550 | 0,022 | 26,2 | 165,5 | 1748,8 | 1914,3 | 957,2 | 95,7 |

Fonte: Do próprio autor

| | |
|--------------------------|------|
| Diâmetro (cm)= | 50 |
| F1 (Pré-Moldados)= | 1,63 |
| F2(Pré-Moldados)= | 3,25 |
| Área de Ponta (m²)= | 0,20 |
| Perímetro (m)= | 1,57 |
| Carga de Catálogo (tf) = | 170 |

TABELA 9 – Capacidade de carga estacas SCAC centrifugadas diâmetro 50 cm.

| Capacidade de Carga das estacas: Método Aoki - Velloso | | | | | | | | | | | |
|--|--------|------|-------------------------|---------|----------|---------|------------------|---------|---------|-----------|--------------|
| Tipo de solo | Prof. | Nspt | Nspt Médio Camada | K (KPa) | α | RL (KN) | Σ RL (KN) | Rp (KN) | Rt (KN) | Radm (KN) | Radm (tf) |
| Aterro | 0-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | 0,0 | 0 | 0 | 0 |
| Argila | 1-2 | 6 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 72,5 | 72,5 | 36,2 | 3,6 |
| Argila | 2-3 | 3 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 72,5 | 72,5 | 36,2 | 3,6 |
| Argila | 3-4 | 2 | 3 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 72,5 | 72,5 | 36,2 | 3,6 |
| Argila | 4-5 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 48,3 | 48,3 | 24,2 | 2,4 |
| Argila | 5-6 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 48,3 | 48,3 | 24,2 | 2,4 |
| Argila | 6-7 | 2 | 2 | 200 | 0,060 | 0,0 | 0,0 | 48,3 | 48,3 | 24,2 | 2,4 |
| Areia | 7-8 | 3 | 3 | 1000 | 0,014 | 0,0 | 0,0 | 362,5 | 362,5 | 181,2 | 18,1 |
| Areia | 8-9 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 20,3 | 20,3 | 845,8 | 866,1 | 433,1 | 43,3 |
| Areia | 9-10 | 7 | 7 | 1000 | 0,014 | 47,4 | 67,7 | 845,8 | 913,5 | 456,7 | 45,7 |
| Argila | 10-11 | 3 | 4 | 200 | 0,060 | 47,4 | 115,0 | 84,6 | 199,6 | 99,8 | 10,0 |
| Argila | 11-12 | 4 | 4 | 200 | 0,060 | 20,3 | 135,3 | 84,6 | 219,9 | 110,0 | 11,0 |
| Silte Arenoso | 12-13 | 5 | 5 | 550 | 0,022 | 20,3 | 155,6 | 332,3 | 487,9 | 244,0 | 24,4 |
| Impenetrável | 13-... | 60 | 35 | 550 | 0,022 | 29,2 | 184,9 | 2326,0 | 2510,9 | 1255,4 | 125,5 |

Fonte: Do próprio autor

4 PROJETO DE FUNDAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

4.1 ESTAQUEAMENTO

O estaqueamento foi definido a partir da planta de cargas e da análise geotécnica do empreendimento. Os valores de carregamento limite das estacas foram considerados os valores da capacidade de carga da análise geotécnica em decorrência de seus valores terem se apresentados menores do que os valores de catálogo das estacas, mesmo quando apoiadas no impenetrável.

Os blocos com momentos atuantes acima de 5,3 tf.m em qualquer uma das direções foram dimensionados com duas ou mais estacas com a finalidade de resistir às cargas provenientes de tais momentos.

As cargas horizontais são resistidas pelas vigas de travamento – baldrames, que travarão os blocos nas direções necessárias.

Há um caso particular no pilar PR111, que foi dimensionado para a carga mínima negativa 9,5 tf. Vê-se que uma estaca de diâmetro 33 cm seria suficiente para absorver os esforços de compressão do pilar em sua carga máxima, porém, para a carga mínima, a força de arrancamento deve ser resistida apenas pelo peso da estaca e pelo atrito lateral, sendo sua resistência de ponta, logicamente desconsiderada.

Neste caso, o peso da estaca foi desconsiderado e utilizado apenas o atrito lateral da estaca. Para um fator de segurança igual a 2 a estaca com diâmetro 50 cm foi suficiente para resistir ao esforço de arrancamento do pilar.

Os carregamentos adicionais devido à eventuais excentricidades de estaqueamento não serão considerados visto que é esperado controle rigoroso na obra em destaque.

Uma tabela com o estaqueamento de cada pilar se encontra no final o capítulo.

Exemplos de dimensionamento do estaqueamento se encontram a seguir.

A planta final de estaqueamento se encontra no anexo III deste trabalho.

Exemplode pilar apoiado em bloco sobre uma estaca

PE100 - 19x50 cm

$$Q_{\text{máx}} = 36,3 \text{ tf}$$

$$Q_{\text{mín}} = 22,6 \text{ tf}$$

$$M_x = 0,5 \text{ tf.m}$$

$$M_y = 0,8 \text{ tf.m}$$

$$F_x = 0,3 \text{ tf}$$

$$F_y = 0,2 \text{ tf}$$

Pela figura 14, vê-se que a carga de catálogo da estaca com diâmetro de 33 cm resiste a uma carga de 80 tf para a compressão axial, porém o carregamento máximo da estaca é atribuído pela tabela 6, onde demonstra a carga admissível do maciço solo-estaca em 65,3 tf.

O pilar não possui esforços de tração indicados portanto a estaca deve ser dimensionada para o valor da carga máxima de compressão.

Para o travamento do bloco, foi estipulada uma viga baldrame que será usada nas duas direções. Seu dimensionamento será explicado e demonstrado na seção 4.3

Portanto, a estaca é dimensionada apenas para resistir à carga vertical.

Foi estipulada uma premissa de projeto de que o bloco acrescentará 5% da carga vertical de cálculo para blocos de 1 e 2 estacas.

$$Q_f = 1,05 \times Q_{\text{máx}}$$

$$Q_f = 1,05 \times 36,3 \text{ tf}$$

$$Q_f = 38,12 \text{ tf}$$

$Q_{\text{máx}}$ – Carga vertical máxima proveniente do pilar

$Q_{\text{mín}}$ – Carga vertical mínima proveniente do pilar

M_x – Momento na direção 'x' proveniente do pilar

M_y – Momento na direção 'y' proveniente do pilar

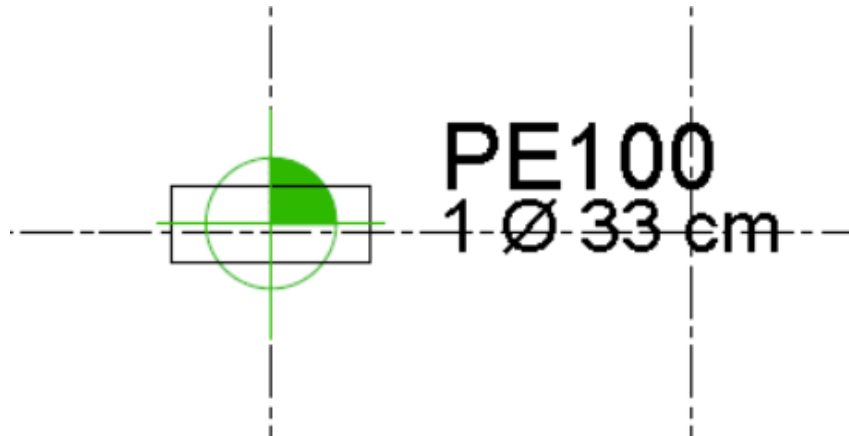
F_x – Carga horizontal na direção 'x' proveniente do pilar

F_y – Carga horizontal na direção 'y' proveniente do pilar

Q_f – Carga vertical de cálculo

Logo, adotar uma estaca com diâmetro 33 cm.

FIGURA 45 – Pilar PE100 19x50 sobre uma estaca ϕ 33 cm



Fonte: Do próprio autor

Exemplo de pilar apoiado em bloco sobre duas estacas

P14 - 19x99 cm

Q_{máx} = 177,1 tf

Q_{min} = 105 tf

M_x = 28,4 tf.m

M_y = 0,9 tf.m

F_x = 0,7 tf

F_y = 17 tf

Pela figura 14, vê-se que a carga de catálogo da estaca com diâmetro de 50 cm resiste a uma carga de 170 tf para a compressão axial, porém o carregamento máximo da estaca é atribuído pela tabela 9, onde demonstra a carga admissível do maciço solo-estaca em 125,5 tf.

O pilar não possui esforços de tração indicados portanto a estaca deve ser dimensionada para o valor da carga máxima de compressão.

Para o travamento do bloco, foi estipulada uma viga baldrame que será usada neste bloco, travando-o em sua face de maior comprimento. Seu dimensionamento será explicado e demonstrado na seção 4.3.

Foi estipulada uma premissa de projeto de que o bloco acrescentará 5% da carga vertical de cálculo para blocos de 1 e 2 estacas.

Neste caso, pode-se observar a existência de um momento na direção 'x' correspondente à carga de 28,4 tf.m. Logo este binário de forças vai acarretar em um acréscimo do carregamento da estaca comprimida e em um alívio da estaca tracionada pelo momento.

A distância entre os eixos das estacas foi considerada igual a aproximadamente 2,5 vezes o diâmetro da estaca sendo neste caso 125 cm.

Nos projetos, habitualmente se considera a carga da estaca mais carregada como a carga de todas as estacas do bloco. Portanto, as estacas são dimensionadas para resistir à carga vertical e ao momento atuante:

Inicialmente será simulado o carregamento para bloco sobre duas estacas.

Seguindo os preceitos da equação 29 e a recomendação de acrescentar 5% no valor da carga vertical, o cálculo da carga na estaca mais carregada é:

$$Q_i = 1,05 \times \frac{Q_{\text{máx}}}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum (X_i^2)} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum (Y_i^2)}$$

$$Q_i = 1,05 \times \frac{177,1}{2} + 0 + \frac{28,4 \times 0,625}{0,625^2 + 0,625^2}$$

$$Q_i = 115,70 \text{ tf}$$

Deve-se considerar, pois, a carga vertical de cálculo:

$$Q_f = n \times Q_i$$

$$Q_f = 231,40 \text{ tf}$$

Q_i = Carga resultante na estaca mais carregada

$Q_{\text{máx}}$ – Carga vertical máxima proveniente do pilar

$Q_{\text{mín}}$ – Carga vertical mínima proveniente do pilar

n – número de estacas do bloco

M_x – Momento na direção 'x' proveniente do pilar

M_y – Momento na direção 'y' proveniente do pilar

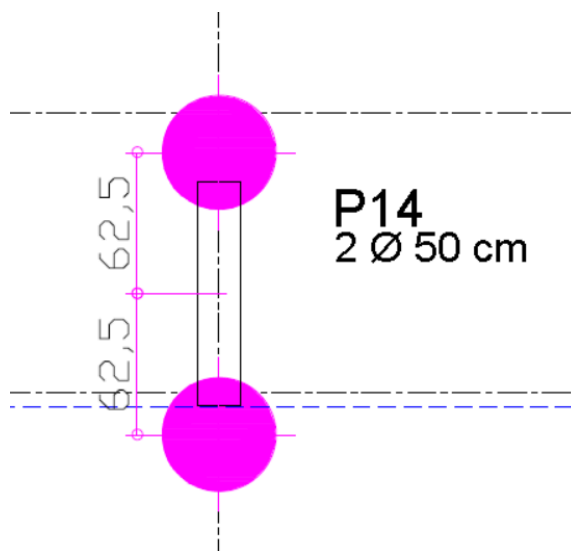
F_x – Carga horizontal na direção 'x' proveniente do pilar

F_y – Carga horizontal na direção 'y' proveniente do pilar

Q_f – Carga vertical de cálculo

Para a carga inicial 177,1 tf seria suficiente o estaqueamento de 2 estacas com diâmetro 42 cm porém devido ao carregamento adicional proveniente do momento M_x , foi necessário adotar 2 estacas com diâmetro 50 cm e capacidade de carga igual a 251 tf.

FIGURA 46 – Pilar P14 19x99 sobre duas estacas ϕ 50 cm



Fonte: Do próprio autor

Exemplo de pilar apoiado em bloco sobre três estacas

P3A -19x70 cm

$Q_{\text{máx}}$ = 242,9 tf

Q_{min} = 199,7 tf

M_x = 1,4 tf.m

M_y = 4 tf.m

F_x = 1,9 tf

F_y = 1,1 tf

Pela figura 14, vê-se que a carga de catálogo da estaca com diâmetro de 50 cm resiste a uma carga de 170 tf para a compressão axial, porém o carregamento máximo da estaca é atribuído pela tabela 9, onde demonstra a capacidade de carga do maciço solo-estaca em 125,5 tf.

O pilar não possui esforços de tração indicados portanto a estaca deve ser dimensionada para o valor da carga máxima de compressão.

Foi estipulada uma premissa de projeto de que o bloco acrescentará 10% da carga vertical de cálculo para blocos de 3 e 4 estacas.

Neste caso, pode-se observar a existência de um momento na direção 'y' correspondente à carga de 4 tf.m e um momento na direção 'x' correspondente a 1,4 tf.m. Logo estes binários de forças vão acarretar em um acréscimo do carregamento das estacas comprimidas e em um alívio das estacas tracionadas pelos momentos.

Pode-se ver, já inicialmente, que apenas um acréscimo de 10% no valor da carga vertical máxima ultrapassaria o valor da capacidade de carga de 2 estacas com diâmetro 50cm, logo serão utilizadas 3 estacas a uma distância de 110 cm entre seus eixos para o cálculo do carregamento. A estaca mais carregada seria a estaca que recebe os esforços de compressão provenientes dos momentos M_x e M_y .

Seguindo os preceitos da equação 29 e a recomendação de acrescentar 10% no valor da carga vertical, o cálculo da carga na estaca mais carregada é:

$$Q_i = 1,1 \times \frac{Q_{\text{máx}}}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum(X_i^2)} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum(Y_i^2)}$$

$$Q_i = 1,1 \times \frac{242,9}{3} + \frac{4 \times 0,635}{0,635^2 + 0,318^2 + 0,318^2} + 0$$

$$Q_i = 93,26 \text{ tf}$$

Deve-se considerar, pois, a carga vertical de cálculo:

$$Q_f = n \times Q_i$$

$$Q_f = 279,78 \text{ tf}$$

Q_i = Carga resultante na estaca mais carregada

$Q_{\text{máx}}$ – Carga vertical máxima proveniente do pilar

$Q_{\text{mín}}$ – Carga vertical mínima proveniente do pilar

n – número de estacas do bloco

M_x – Momento na direção 'x' proveniente do pilar

M_y – Momento na direção 'y' proveniente do pilar

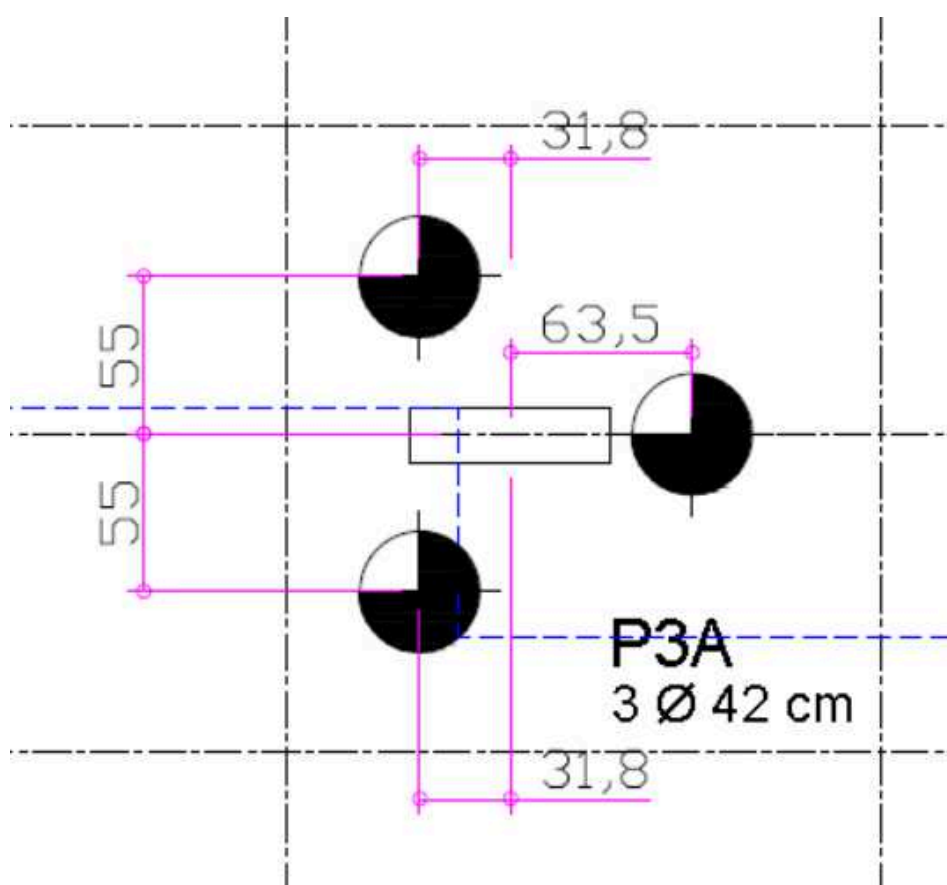
F_x – Carga horizontal na direção 'x' proveniente do pilar

F_y – Carga horizontal na direção 'y' proveniente do pilar

Q_f – Carga vertical de cálculo

Portanto deve-se usar 3 estacas com diâmetro igual 42 cm e capacidade de carga igual a 287,1 tf.

FIGURA 47 – Pilar P3A 19x70 sobre três estacas ϕ 42 cm



Fonte: Do próprio autor

Exemplo de pilar apoiado em bloco sobre quatro estacas

P19 -19x99 cm

Q_{máx} = 416,5 tf

Q_{min} = 86,5 tf

M_x = 1,7 tf.m

M_y = 10,7 tf.m

F_x = 6,4 tf

F_y = 1,5 tf

Pela figura 14, vê-se que a carga de catálogo da estaca com diâmetro de 50 cm resiste a uma carga de 170 tf para a compressão axial, porém o carregamento máximo da estaca é atribuído pela tabela 9, onde demonstra a capacidade de carga do maciço solo-estaca em 125,5 tf.

O pilar não possui esforços de tração indicados portanto a estaca deve ser dimensionada para o valor da carga máxima de compressão.

Foi estipulada uma premissa de projeto de que o bloco acrescentará 10% da carga vertical de cálculo para blocos de 3 e 4 estacas.

Neste caso, pode-se observar a existência de um momento na direção 'y' correspondente à carga de 10,7 tf.m e um momento na direção 'x' correspondente a 1,7 tf.m. Logo estes binários de forças vão acarretar em um acréscimo do carregamento nas estacas comprimidas e em um alívio das estacas tracionadas pelos momentos.

Serão utilizadas inicialmente então quatro estacas e será feita a verificação para a estaca mais carregada. A distância entre os eixos das estacas é igual a 125 cm. A estaca mais carregada seria a estaca que recebe os esforços de compressão provenientes dos momentos M_x e M_y.

Seguindo os preceitos da equação 29 e a recomendação de acrescentar 10% no valor da carga vertical, o cálculo da carga na estaca mais carregada é:

$$Q_i = 1,1 \times \frac{Q_{\text{máx}}}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum(X_i^2)} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum(Y_i^2)}$$

$$Q_i = 1,1 \times \frac{416,5}{4} + \frac{10,7 \times 0,625}{4 \times (0,625^2)} + \frac{1,7 \times 0,625}{4 \times (0,625^2)} +$$

$$Q_i = 120,6 \text{ tf}$$

Deve-se considerar, pois, a carga vertical de cálculo:

$$Q_f = n \times Q_i$$

$$Q_f = 482,35 \text{ tf}$$

Q_i = Carga resultante na estaca mais carregada

$Q_{\text{máx}}$ – Carga vertical máxima proveniente do pilar

$Q_{\text{mín}}$ – Carga vertical mínima proveniente do pilar

n – número de estacas do bloco

M_x – Momento na direção 'x' proveniente do pilar

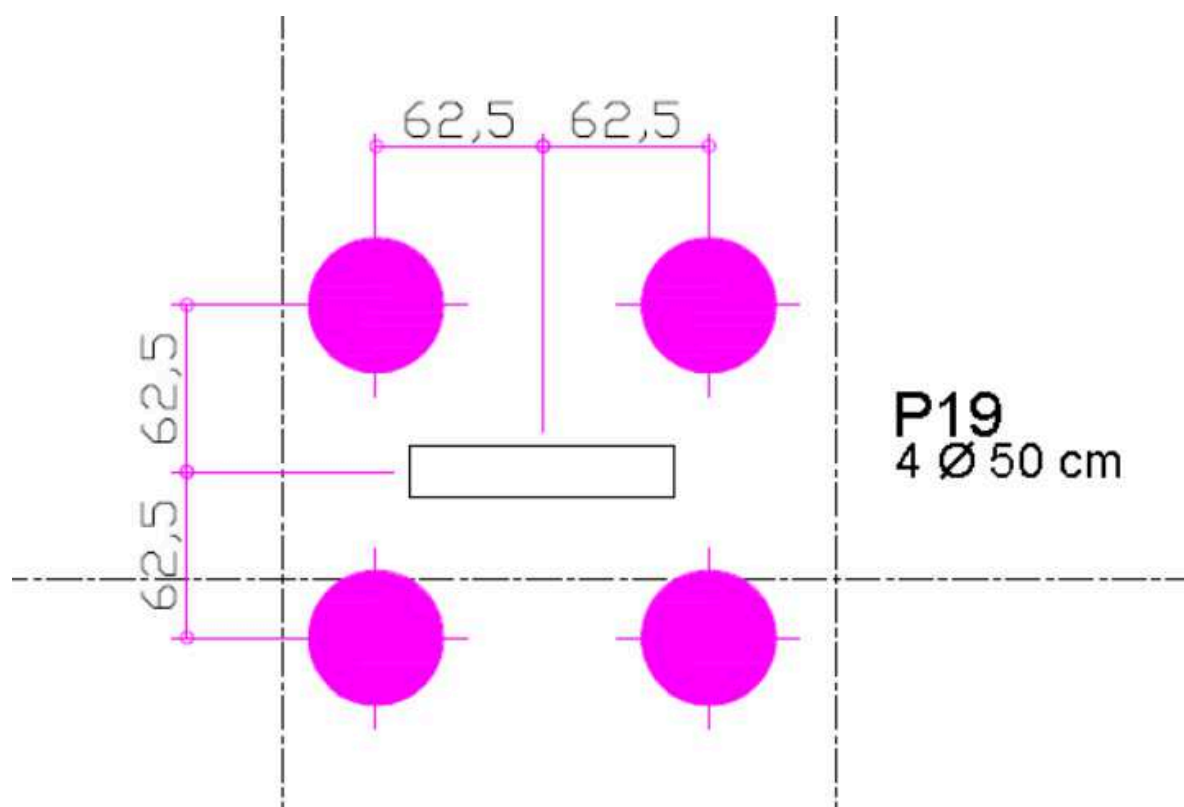
M_y – Momento na direção 'y' proveniente do pilar

F_x – Carga horizontal na direção 'x' proveniente do pilar

F_y – Carga horizontal na direção 'y' proveniente do pilar

Q_f – Carga vertical de cálculo

Portanto deve-se usar 4 estacas com diâmetro igual a 50 cm e capacidade de carga igual a 502 tf.

FIGURA 48 – Pilar P19 19x99 sobre quatro estacas ϕ 50 cm

Fonte: Do próprio autor

TABELA 10 – Tabela do estaqueamento

Continua

| Pilar | Seção (cm) | Q Máx (tf) | Q Mín (tf) | Mx (tf.m) | My (tf.m) | Fx (tf) | Fy (tf) | Estaqueamento | Carga Admissível (tf) |
|-------------|------------|------------|------------|-----------|-----------|---------|---------|---------------|-----------------------|
| P1 | 19x64 | 171,9 | 68,5 | 2 | 1,6 | 0,6 | 1,8 | 2 ϕ 42 | 191,4 |
| P2A | 19x64 | 145,9 | 120,9 | 1,6 | 2,9 | 1,3 | 1,3 | 2 ϕ 42 | 191,4 |
| P3A | 19x70 | 242,9 | 199,7 | 1,4 | 4 | 1,9 | 1,1 | 3 ϕ 42 | 287,1 |
| P5A | 22x70 | 301,4 | 234,1 | 1 | 3,9 | 1,5 | 0,5 | 4 ϕ 42 | 382,8 |
| P6 | 25x80 | 103 | 65,7 | 15 | 0,5 | 0,4 | 2,2 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P7A | 19x82 | 129,5 | 92,9 | 0,6 | 4 | 2 | 0,3 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P8 | 30x80 | 115,8 | 21,5 | 13,2 | 0,7 | 0,8 | 3,4 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P10 | 25x60 | 161,4 | 118,1 | 4,9 | 3 | 1,5 | 3,9 | 2 ϕ 42 | 191,4 |
| P11 | 19x99 | 132 | 95,2 | 3,2 | 2,5 | 1,3 | 2,9 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P12 | 19x99 | 175,3 | 130,2 | 24,5 | 0,6 | 0,4 | 5,3 | 2 ϕ 50 | 251,0 |
| P13A | 25x60 | 107,1 | 70 | 3,6 | 2 | 1 | 2,9 | 1 ϕ 50 | 125,5 |
| P14 | 19x99 | 177,1 | 105 | 28,4 | 0,9 | 0,7 | 17 | 2 ϕ 50 | 251,0 |
| P15 | 19x99 | 95,7 | 75,9 | 27,9 | 1 | 0,7 | 6,6 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P16 | 19x99 | 130,5 | 81,9 | 35 | 1,1 | 0,9 | 19,6 | 2 ϕ 50 | 251,0 |
| P17A | 19x60 | 130 | 97,9 | 1,4 | 1,8 | 0,9 | 1,2 | 2 ϕ 38 | 163,4 |
| P18A | 19x82 | 89,3 | 60,7 | 0,8 | 3,1 | 1,7 | 0,4 | 2 ϕ 33 | 130,6 |
| P19 | 19x99 | 416,5 | 86,5 | 1,7 | 10,7 | 6,4 | 1,5 | 4 ϕ 50 | 502,0 |

| Conclusão | | | | | | | | | Carga Admissível (tf) |
|-----------|------------|------------|------------|-----------|-----------|---------|---------|---------------|-----------------------|
| Pilar | Seção (cm) | Q Máx (tf) | Q Mín (tf) | Mx (tf.m) | My (tf.m) | Fx (tf) | Fy (tf) | Estaqueamento | |
| PE100 | 19x50 | 36,3 | 22,6 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE101 | 19x50 | 37,4 | 26,3 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE102 | 19x50 | 34,6 | 25,4 | 3 | 0,4 | 0,2 | 1,2 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE103 | 19x50 | 50 | 39,2 | 3 | 0,3 | 0,2 | 1,2 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE104 | 19x50 | 51,4 | 39,1 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE105 | 19x60 | 77,1 | 63,8 | 0,6 | 1,2 | 0,5 | 0,3 | 1 ϕ 42 | 95,7 |
| PE106 | 19x50 | 33,2 | 24,6 | 1,4 | 1,1 | 0,5 | 0,6 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE107 | 19x50 | 25,5 | 10 | 2 | 1,4 | 0,6 | 0,8 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PE109 | 19x50 | 57 | -3,6 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 | 1 ϕ 33 | 81,7 |
| PE113 | 19x50 | 40,5 | 36 | 1 | 0,5 | 0,2 | 0,4 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PER1 | 12x50 | 28,5 | -0,5 | 0,2 | 0,8 | 0,4 | 0,1 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PER110 | 12x50 | 17,2 | -1,4 | 0,3 | 2,6 | 1,1 | 0,1 | 1 ϕ 33 | 65,3 |
| PR111 | 12x50 | 34,7 | -9,5 | 0,2 | 5,3 | 4,6 | 0,2 | 1 ϕ 50 | 125,5 |
| PR112 | 12x50 | 5,8 | 2,1 | 0,4 | 3,5 | 2,5 | 0,3 | 1 ϕ 33 | 65,3 |

Fonte: Do próprio autor

4.2 BLOCOS SOBRE ESTACAS

Os *blocos sobre estacas*, ou blocos de coroamento, foram definidos a partir da solução final do estaqueamento. O dimensionamento dos blocos segue as a metodologia de cálculo de Spernau (2012), aliada às recomendações da norma NBR 6118:2014.

Todos os blocos são supostos rígidos, ou seja, são caracterizados por trabalharem à flexão nas duas direções mas com tração concentrada essencialmente na linha sobre as estacas.

As carga são transmitidas diretamente do pilar para as estacas por bielas de compressão, tais quais possuem variadas formas e dimensões.

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos são utilizados os métodos exibidos na seção 2.8

Exemplos de dimensionamento e detalhamento dos blocos se encontram a seguir.

Os blocos de coroamento, foram dimensionados em grupos, utilizando-se em alguns casos a mesma solução para pilares diferentes, sendo o caso mais desfavorável usado como base para o dimensionamento de tal bloco.

A planta estrutural contendo o detalhamento dos blocos se encontra no anexo IV deste trabalho.

Exemplo dimensionamento e detalhamento de bloco sobre uma estaca

BE100 = BE101 = BE102 = BE103 = BE104 = BE106 = BE107 = BE109 = BE113

Para todos os blocos que compõem esta mesma solução, foi escolhido o caso mais desfavorável, ou seja, foi utilizada a maior carga proveniente de pilar: $P = 1,05 \cdot 57 \text{ tf} = 59,85 \text{ tf}$. Adota-se $P = 60 \text{ tf}$.

Os pilares possuem seção 19x50 cm e o estaqueamento é de uma estaca de diâmetro igual a 33 cm por bloco, logo:

$$b_x = 19 \text{ cm}$$

$$b_y = 50 \text{ cm}$$

$$\phi_e = 33 \text{ cm}$$

$$b' = 10 \text{ cm}$$

Para blocos sobre uma estaca adota-se $B_x = B_y = \phi_e + 2b' = 33 \text{ cm} + 20 \text{ cm}$

Adotou-se $B_x = B_y = 60 \text{ cm}$

A altura estrutural do bloco deve respeitar as condições seguintes:

$$h \geq 0,75 (B_x - \phi)$$

$$h \geq 0,75 (B_y - \phi)$$

$$h \geq 0,75 (B_x - b_x)$$

$$h \geq 0,75 (B_y - b_y)$$

Para o caso mais desfavorável: $h \geq 0,75 (B_x - b_x) \geq 0,75 (60 - 19) \geq 30,75 \text{ cm}$

A altura deve ser também suficiente para ancorar a armadura de arranque dos pilares:

O comprimento de ancoragem básico "lb" da armadura de arranque do pilar é:

$$l_b = (\phi p/4) (f_{yd}/f_{bd})$$

$$l_b = \left(\frac{\phi p}{4} \right) \left(\frac{\frac{f_{yk}}{1,15}}{\eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}} \right)$$

$$l_b = \left(\frac{\phi p}{4} \right) \left(\frac{\frac{f_{yk}}{1,15}}{\eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right)$$

$$l_b = \left(\frac{\phi p}{4} \right) \left(\frac{\frac{f_{yk}}{1,15}}{\eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c}} \right)$$

$$l_b = \left(\frac{\phi p}{4} \right) \left(\frac{\frac{f_{yk}}{1,15}}{\eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \frac{0,7 \times 0,3 (f_{ck})_3^2}{\gamma_c}} \right)$$

Para uma armadura de arranque dos pilares com bitola igual a 16 mm, concreto C30, Aço CA-50 de barras nervuradas e situação de boa aderência, têm-se:

$$l_b = \left(\frac{16}{4} \right) \left(\frac{\frac{500}{1,15}}{2,25 \times 1 \times 1 \times \frac{0,7 \times 0,3 (30)_3^2}{1,4}} \right)$$

$$l_b = 53,4 \text{ cm}$$

Adota-se então $h=55\text{cm}$; $H=65 \text{ cm}$

A tensão nas bielas é dada pela fórmula:

$$T = 0,25 \times 600 \frac{0,6 - 0,19}{0,53}$$

$$T = 116 \text{ KN}$$

A área de aço do bloco será calculada pela fórmula:

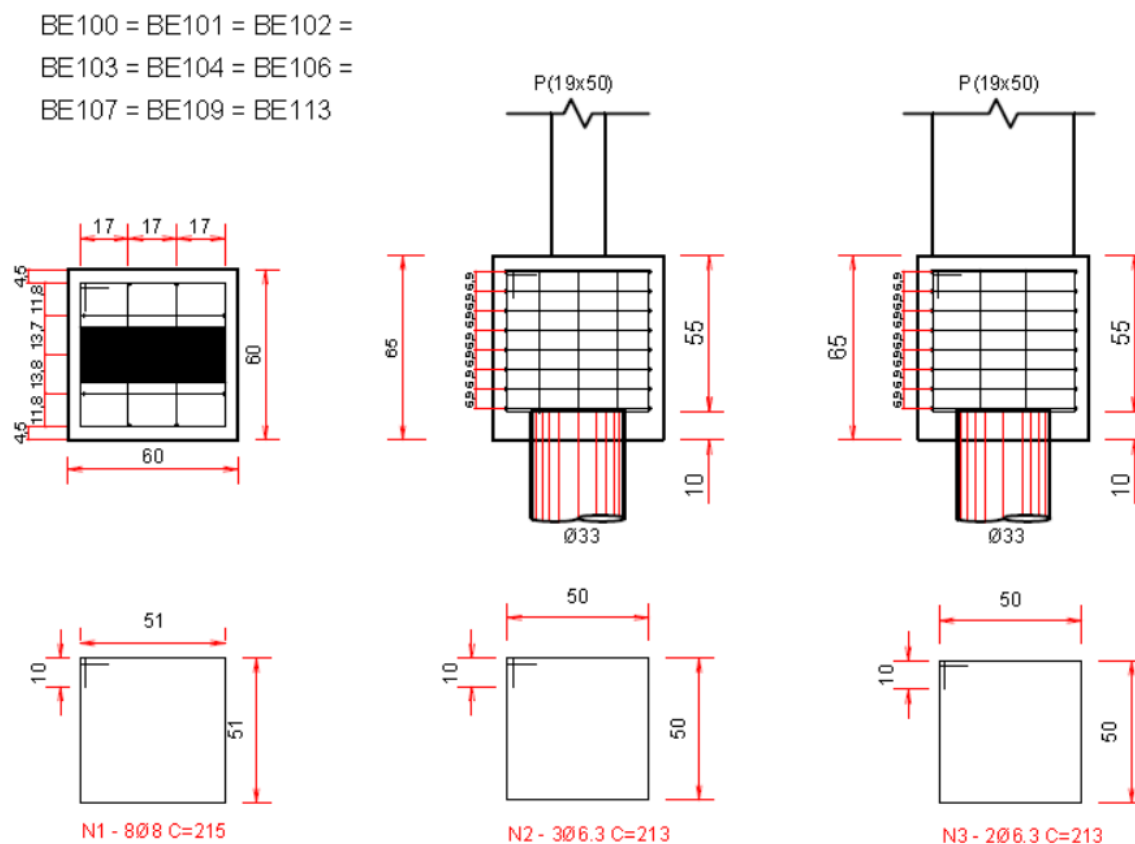
$$A_s = \frac{\gamma_f T}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 1160}{435}$$

$$A_s = 3,73 \text{ cm}^2$$

Adota-se 8 barras de 8 mm para armadura principal em estribos horizontais.

Utilizar 5 estribos de barras de 6,3 mm para a montagem da gaiola.

FIGURA 49 – Dimensões e detalhamento bloco BE100 sobre uma estaca ϕ 33 cm

Fonte: Do próprio autor

Exemplo do dimensionamento e detalhamento de bloco sobre duas estacas

$$B12 = B14 = B16$$

Para todos os blocos que compõem esta mesma solução, foi escolhido o caso mais desfavorável, representado pelo caso do pilar P14.

Na seção 4.1 foi calculada a carga resultante final proveniente do pilar P14 que vale aproximadamente: $P = 23 \text{ tf}$

A distância entre os eixos das estacas vale $l = 125 \text{ cm}$.

Os pilares possuem seção 19x99 cm e o estaqueamento é de duas estacas de diâmetro igual a 50 cm por bloco, logo:

$$b_x = 19 \text{ cm}$$

$$b_y = 99 \text{ cm}$$

$$\phi_e = 50 \text{ cm}$$

$$b' = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Para blocos sobre duas estacas: } B_x = \phi_e + 2b' = 50\text{cm} + 20\text{cm} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Adotou-se } B_x = 80 \text{ cm}$$

$$B_y = l + B_x = 125 \text{ cm} + 80 \text{ cm} = 205 \text{ cm}$$

$$\text{Adotou-se } B_y = 210 \text{ cm}$$

A altura estrutural do bloco deve respeitar a condição a seguir:

$$h \geq 0,5 (l - 0,5 b_y)$$

$$h \geq 0,5 (125 - 0,5 \times 99)$$

$$h \geq 37,75\text{cm}$$

A altura deve ser também suficiente para ancorar a armadura de arranque dos pilares e para uma armadura de arranque dos pilares com bitola igual a 16 mm, concreto C30, Aço CA-50 de barras nervuradas e situação de boa aderência, têm-se:

$$l_b = 53,4 \text{ cm}$$

$$\text{Adota-se então } h = 70 \text{ cm; } H = 80 \text{ cm}$$

A tensão nas bielas é dada pela fórmula:

$$T = P \left(\frac{2l - b_y}{8d} \right)$$

$$T = 2310 \left(\frac{2,5 - 0,99}{8 \times 0,68} \right)$$

$$T = 642,20 \text{ KN}$$

Percebe-se o valor demasiadamente alto para a tração do tirante. Aumentar altura estrutural para $h = 90 \text{ cm}$; $H = 100 \text{ cm}$

$$T = 2310 \left(\frac{2,5 - 0,99}{8 \times 0,88} \right)$$

$$T = 496 \text{ KN}$$

O ângulo α entre o tirante e a biela é dado por:

$$\alpha = \arctg \frac{h}{0,5 \times (l - (0,5 \times by))}$$

$$\alpha = \arctg \frac{90}{0,5 \times (125 - (0,5 \times 99))}$$

$$\alpha = 67,25$$

A tensão de compressão na biela, junto ao pilar é igual a:

$$1,4 \cdot \frac{\gamma_f P}{A_p \sin^2 \alpha} \leq f_{ck}$$

$$1,4 \times \frac{1,4 \times 2,31}{0,1881 \times 0,85} \leq f_{ck}$$

$$28,32 \text{ MPa} \leq 30 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão na biela, junto à estaca é igual a:

$$1,4 \cdot \frac{\gamma_f P}{2 A_e \sin^2 \alpha} \leq f_{ck}$$

$$1,4 \times \frac{1,4 \times 2,31}{2 \times 0,196 \times 0,85} \leq f_{ck}$$

$$13,59 \leq 30 \text{ MPa}$$

A armadura do tirante é igual a:

$$A_s = 1,15 \frac{\gamma_f T}{f_{yd}}$$

$$A_s = 1,15 \frac{1,4 \times 0,496}{435}$$

$$A_s = 18,36 \text{ cm}^2$$

Adota-se 9 barras de 16 mm para armadura principal.

Para blocos de altura estrutural superior a 60 cm deve-se utilizar armadura de pele para controlar a fissuração. A área de aço da armadura de pele, para cada lado, foi considerada equivalente a 0,1% da área da alma da viga.

$$A_{s,pele} = 0,001 \times 80 \times 90$$

$$A_{s,pele} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Adota-se 6 barras de 12,5 mm para a armadura de pele em cada face.

É recomendado se utilizar armadura construtiva na parte superior do bloco.

Foi adotada armadura construtiva equivalente a 20% da armadura principal.

$$A'_s = 0,2 \times A_s$$

$$A'_s = 3,67 \text{ cm}^2$$

Adota-se 5 barras de 10 mm para a armadura construtiva.

Deve-se adotar armadura mínima para esforço cortante, em processo análogo ao das vigas, logo:

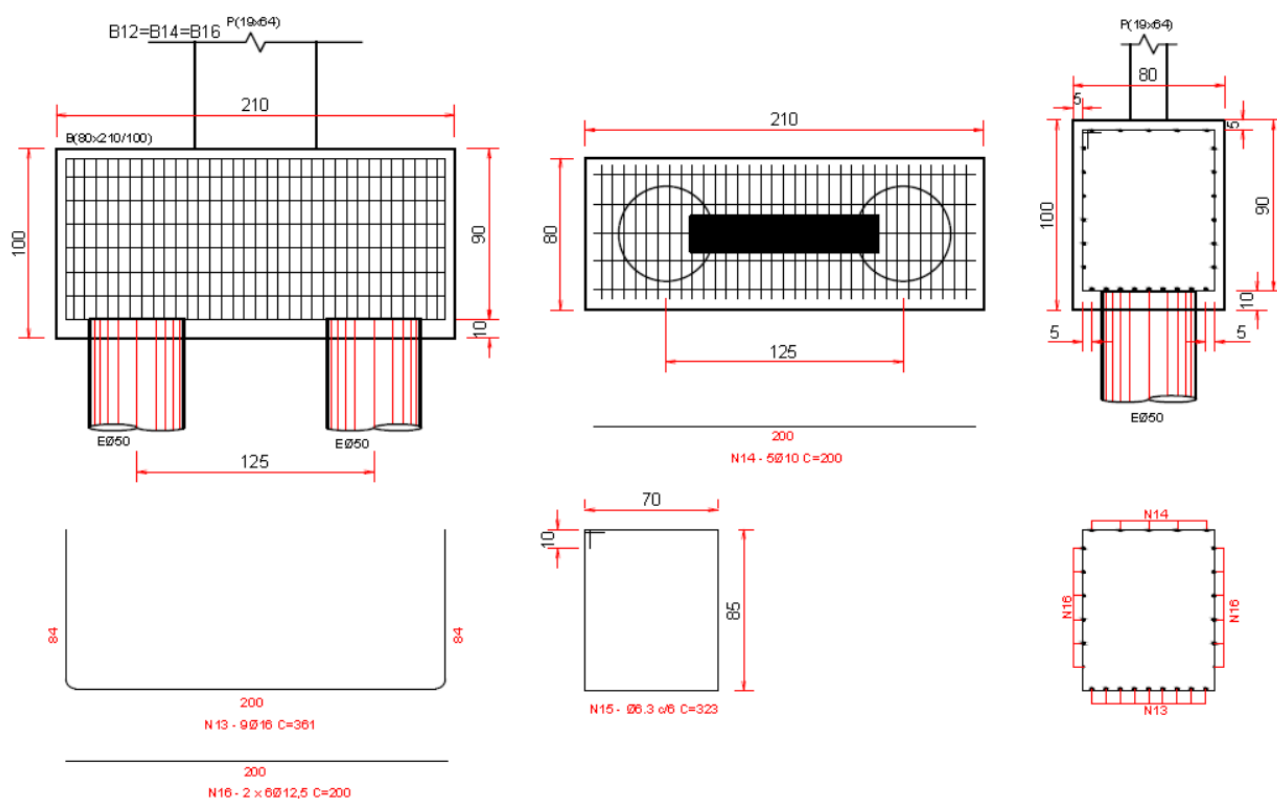
$$A_{sw,min} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w$$

$$A_{sw,min} = 0,2 \times \frac{0,3 (30)^2}{435} 0,8$$

$$A_{sw,min} = 9,28 \text{ cm}^2$$

Adota-se estribo de dois ramos de barra de 6,3mm a cada 6cm.

FIGURA 50 – Dimensões e detalhamento bloco B12 sobre duas estacas ϕ 50 cm



Fonte: Do próprio autor

Exemplo do dimensionamento e detalhamento de bloco sobre três estacas

B3A

Na seção 4.1 foi calculada a carga resultante final proveniente do pilar P3A que vale aproximadamente: $P = 280 \text{ tf}$

A distância entre os eixos das estacas vale $l = 110 \text{ cm}$.

O pilar possui seção 19x70cm e o estaqueamento é de três estacas de diâmetro igual a 42 cm no bloco, logo:

$$b_x = 19 \text{ cm}$$

$$b_y = 70 \text{ cm}$$

$$\phi_e = 42 \text{ cm}$$

$$b' = 10 \text{ cm}$$

Para blocos sobre três estacas:

$$B1 = 0,5774 \times (\phi_e + 2b') = 0,5774 \times (42 + 20) = 35,80 \text{ cm}$$

Adotou-se $B1 = 40 \text{ cm}$

$$B2 = l + B1 = 110 + 40 = 150 \text{ cm}$$

Adotou-se $B2 = 150 \text{ cm}$

A altura estrutural do bloco deve respeitar a condição a seguir:

$$h \geq \frac{\left(0,5774 \times l + \frac{\phi_e}{2} - \frac{b_x}{2}\right)}{1,5}$$

$$h \geq \frac{\left(0,5774 \times 110 + \frac{42}{2} - \frac{19}{2}\right)}{1,5}$$

$$h \geq 50,01 \text{ cm}$$

A altura deve ser também suficiente para ancorar a armadura de arranque dos pilares e para uma armadura de arranque dos pilares com bitola igual a 16 mm, concreto C30, Aço CA-50 de barras nervuradas e situação de boa aderência, têm-se:

$$l_b = 53,4 \text{ cm}$$

Para evitar tensões demasiadamente grandes, será adotada altura estrutural
 $h = 80 \text{ cm}$; $H = 90 \text{ cm}$

O esforço em cada armadura é dado pela fórmula:

$$T' = \frac{(0,1667 \times P \times (2l - bx))}{3 \times d}$$

$$T' = \frac{(0,1667 \times 2,8 \times (2 \times 1,1 - 0,19))}{3 \times 0,78}$$

$$T' = \frac{(0,1667 \times 2,8 \times (2 \times 1,1 - 0,19))}{3 \times 0,78}$$

$$T' = 400 \text{ KN}$$

A armadura do tirante é igual a:

$$A_s = \frac{\gamma_f T'}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 0,4}{435}$$

$$A_s = 12,87 \text{ cm}^2$$

Adota-se 7 barras de 16 mm para armadura principal

Para blocos sobre três estacas, deve-se utilizar armadura adicional em malha junto ao fundo do bloco e também junto as faces laterais para controlar a fissuração. A área de aço recomendada é de 20% da Armadura principal.

$$A_{s,m} = 0,2 \times A_s$$

$$A_{s,m} = 0,2 \times 12,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,m} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Adota-se 5 barras de 8 mm para a malha de fundo e para as cintas laterais.

De acordo com a norma NBR 6118:2014 é obrigatória a colocação de armadura lateral e superior nos blocos com mais de uma estaca, logo foi adotado critério de utilizar uma malha superior com área de aço equivalente a 15% da armadura principal.

$$A_{s,m} = 0,15 \times A_s$$

$$A_{s,m} = 0,15 \times 12,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,m} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Adota-se 2 x 4 barras de 8 mm para a malha superior.

A verificação da tensão cisalhante é dada por:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

A tensão solicitante de cálculo é:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_0 \times d}$$

$$\tau_{Sd} = \frac{\gamma_f \times P}{2 \times (b_x + b_y) \times d}$$

$$\tau_{Sd} = \frac{1,4 \times 2,8}{2 \times (0,7 + 0,19) \times 0,78}$$

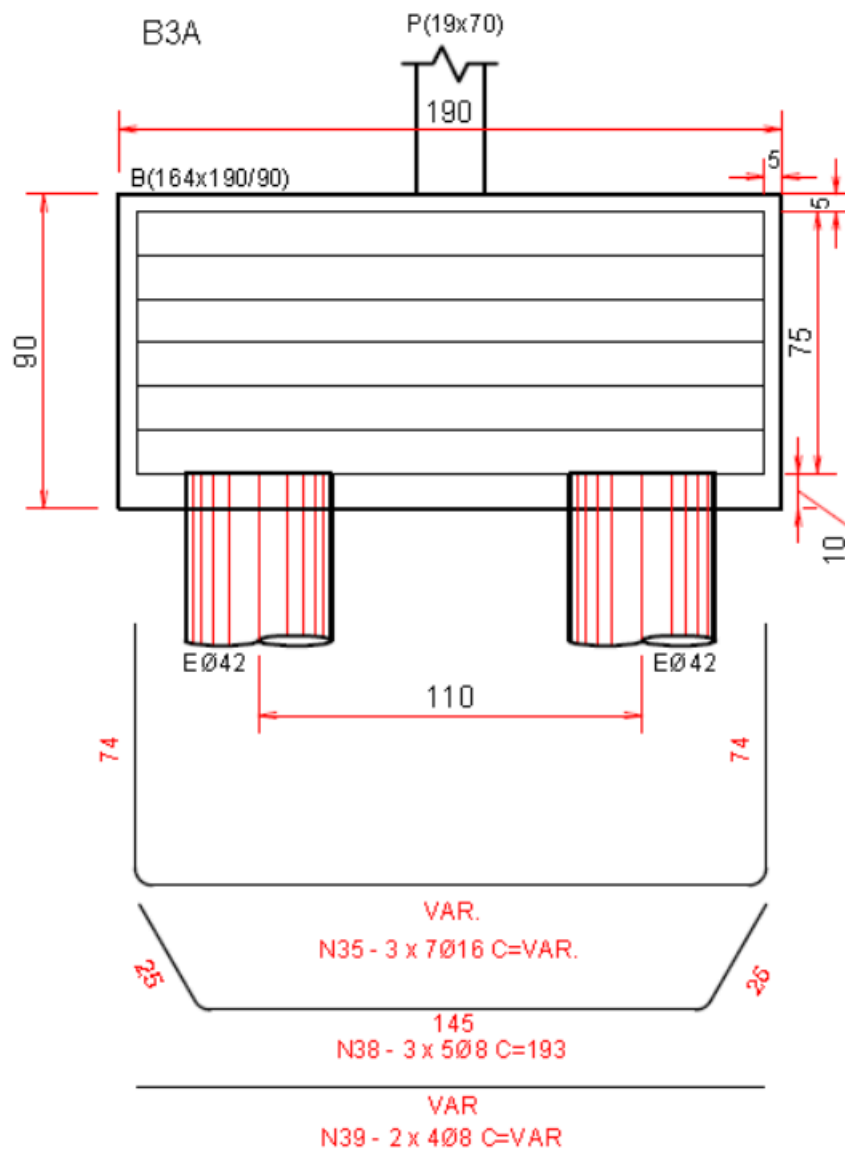
$$\tau_{Sd} = 2,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,324 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,324 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times \frac{30}{1,4}$$

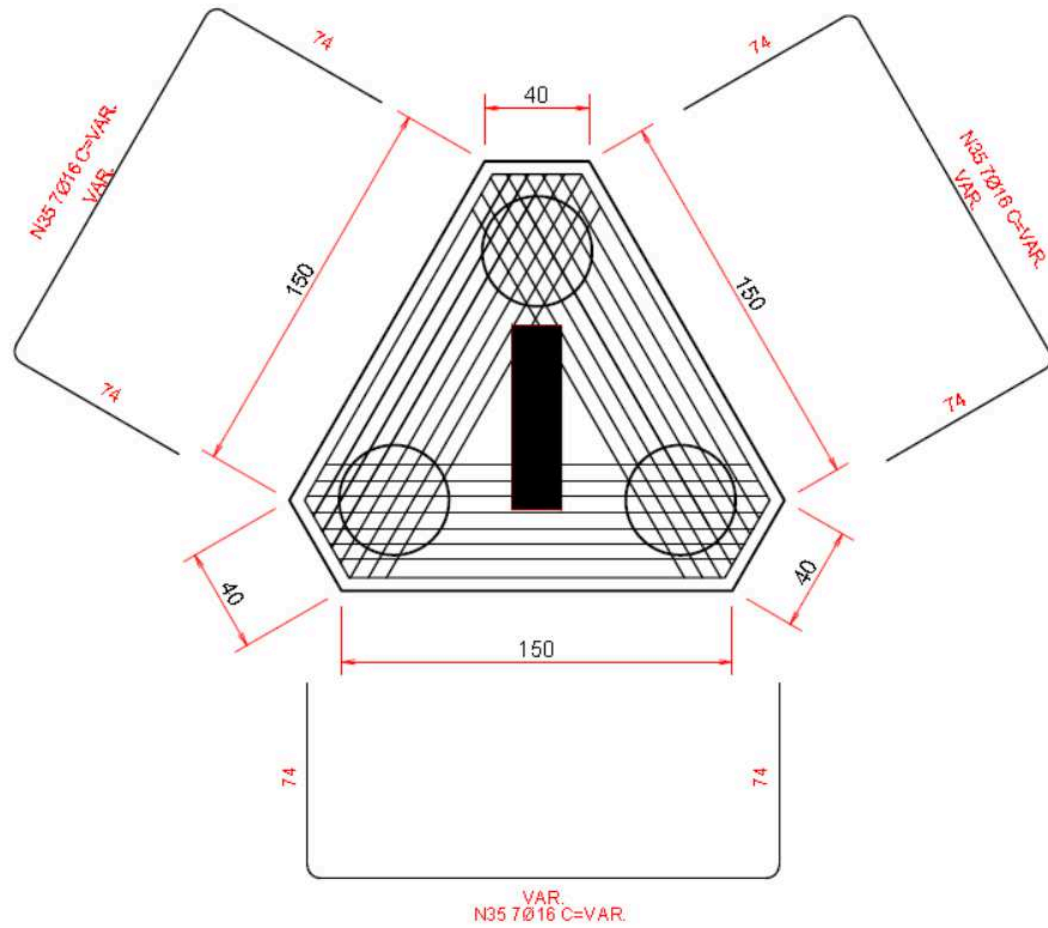
$$\tau_{Rd2} = 6,11 \text{ Mpa}$$

FIGURA 51 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm - Corte



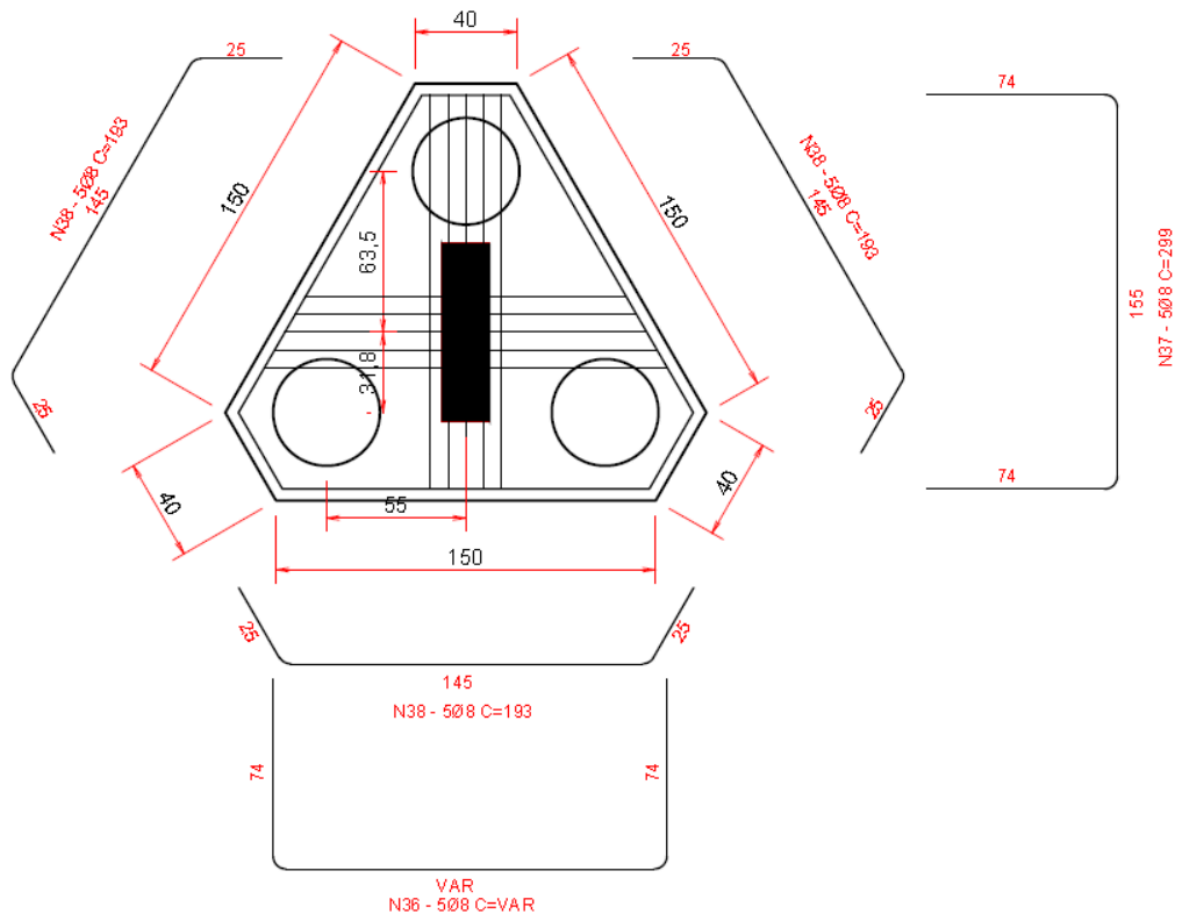
Fonte: Do próprio autor

FIGURA 52 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta A



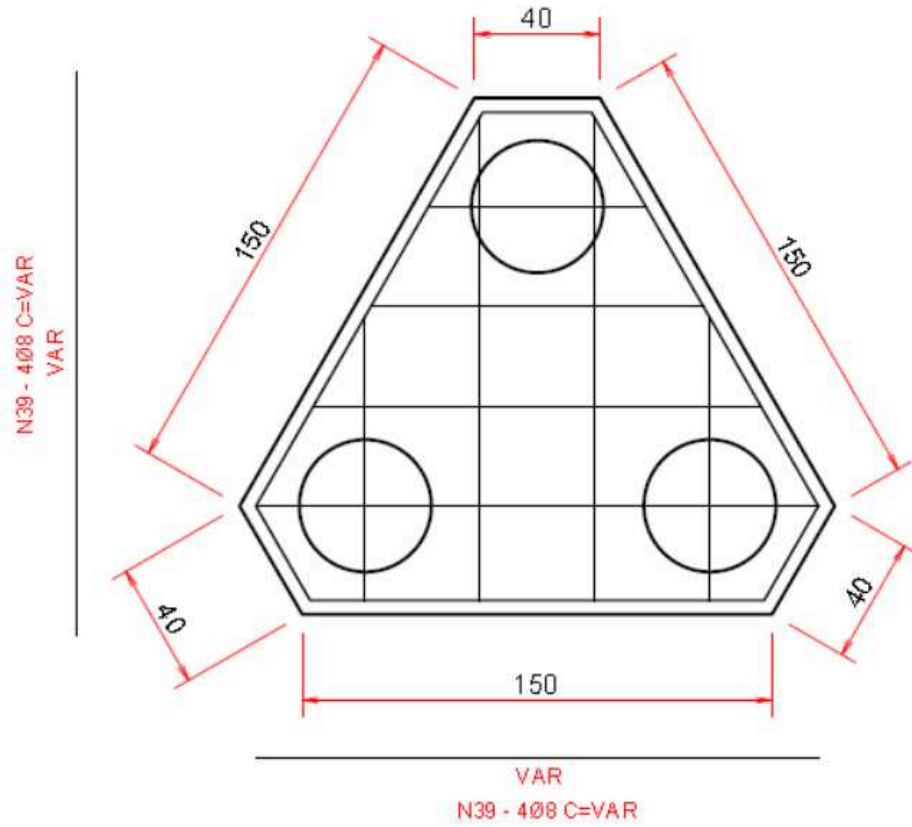
Fonte: Do próprio autor

FIGURA 53 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta B



Fonte: Do próprio autor

FIGURA 54 – Dimensões e detalhamento bloco B3A sobre três estacas ϕ 42 cm – Planta C



Fonte: Do próprio autor

Exemplo dimensionamento e detalhamento de bloco sobre quatro estacas

B19

Na seção 4.1 foi calculada a carga resultante final proveniente do pilar P19 que vale aproximadamente: $P = 482,85 \text{ tf}$

A distância entre os eixos das estacas vale $l = 125 \text{ cm}$.

O pilar possui seção $19 \times 99 \text{ cm}$ e o estaqueamento é de quatro estacas de diâmetro igual a 50 cm no bloco, logo:

$$b_x = 19 \text{ cm}$$

$$b_y = 99 \text{ cm}$$

$$\phi_e = 50 \text{ cm}$$

$$b' = 10 \text{ cm}$$

Para blocos sobre quatro estacas: $B_x = B_y = l + \phi_e + 2b' = 125 + 50 + 20 = 195 \text{ cm}$
Adotou-se $B_x = B_y = 200 \text{ cm}$

A altura estrutural do bloco deve respeitar a condição a seguir:

$$h \geq 0,3536 \times (2l - b_x)$$

$$h \geq 0,3536 \times (250 - 19)$$

$$h \geq 81,68 \text{ cm}$$

A altura deve ser também suficiente para ancorar a armadura de arranque dos pilares e para uma armadura de arranque dos pilares com bitola igual a 16 mm , concreto C30, Aço CA-50 de barras nervuradas e situação de boa aderência, têm-se:

$$l_b = 53,4 \text{ cm}$$

Foi adotada altura estrutural $h = 120 \text{ cm}$; $H = 130 \text{ cm}$

O esforço em cada armadura é dado pela fórmula:

$$T' = \frac{P \times (2l - bx)}{16 \times d}$$

$$T' = \frac{4,83 (2 \times 1,25 - 0,19)}{16 \times 1,18}$$

$$T' = \frac{(0,1667 \times 2,8 \times (2 \times 1,1 - 0,19))}{3 \times 0,78}$$

$$T' = 591 \text{ KN}$$

A armadura do tirante é igual a:

$$A_s = \frac{\gamma_f T'}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 0,591}{435}$$

$$A_s = 19 \text{ cm}^2$$

Adota-se 10 barras de 16 mm para armadura principal

Para blocos sobre quatro estacas, deve-se utilizar armadura adicional em malha junto ao fundo do bloco e também junto as faces laterais para controlar a fissuração. A área de aço recomendada é de 20% da Armadura principal.

$$A_{s,m} = 0,2 \times A_s$$

$$A_{s,m} = 0,2 \times 19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,m} = 3,8 \text{ cm}^2$$

Adota-se 5 barras de 10 mm para a malha de fundo e para as cintas laterais.

De acordo com a norma NBR 6118:2014 é obrigatória a colocação de armadura lateral e superior nos blocos com mais de uma estaca, logo foi adotado critério de utilizar uma malha superior com área de aço equivalente a 15% da armadura principal.

$$A_{s,m} = 0,15 \times A_s$$

$$A_{s,m} = 0,15 \times 19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,m} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Adota-se 4 barras de 10mm para a malha superior.

A verificação da tensão cisalhante é dada por:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

A tensão solicitante de cálculo é:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 \times d}$$

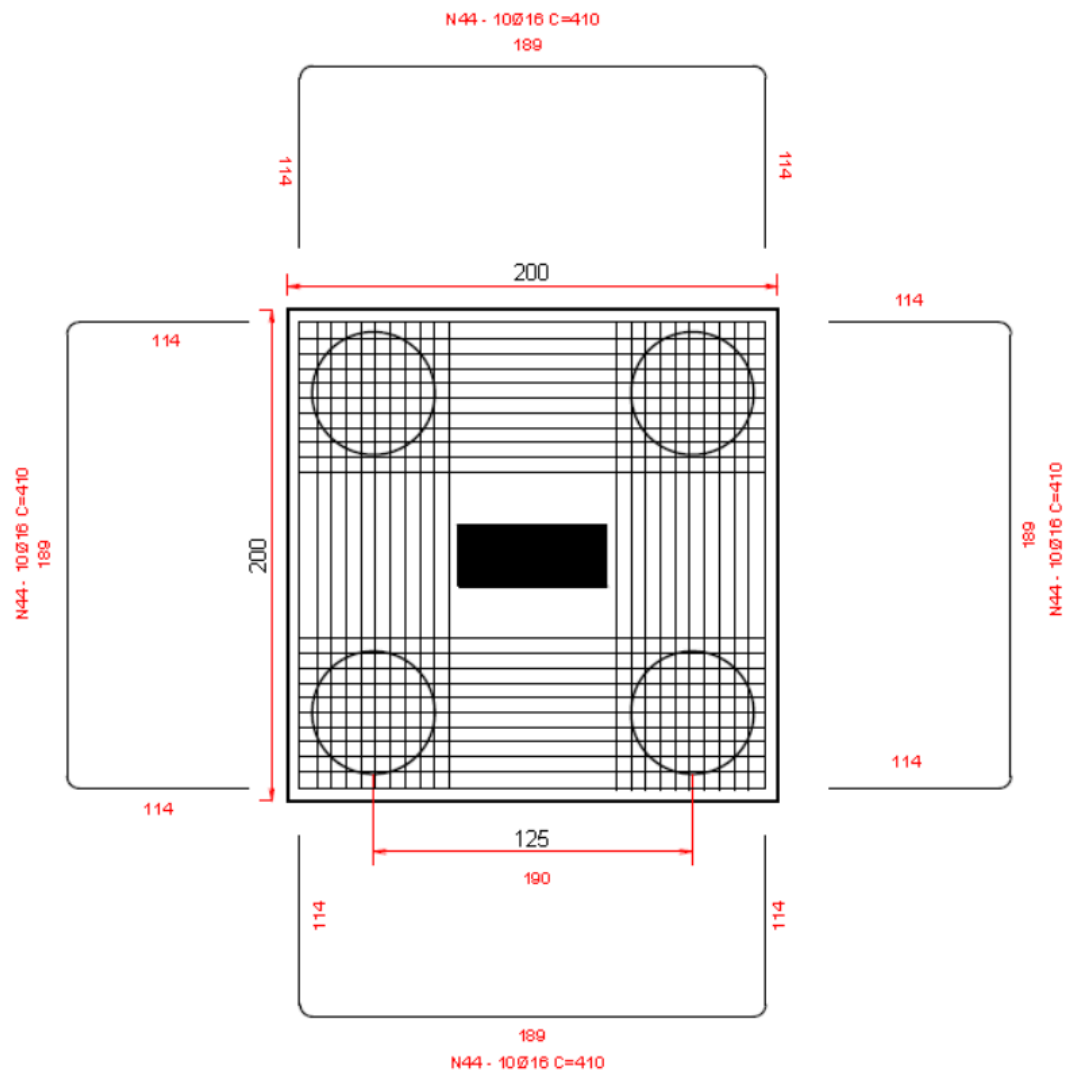
$$\tau_{sd} = \frac{\gamma_f \times P}{2 \times (b_x + b_y) \times d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 \times 4,8}{2 \times (0,99 + 0,19) \times 1,18}$$

$$\tau_{sd} = 1,9 \text{ MPa}$$

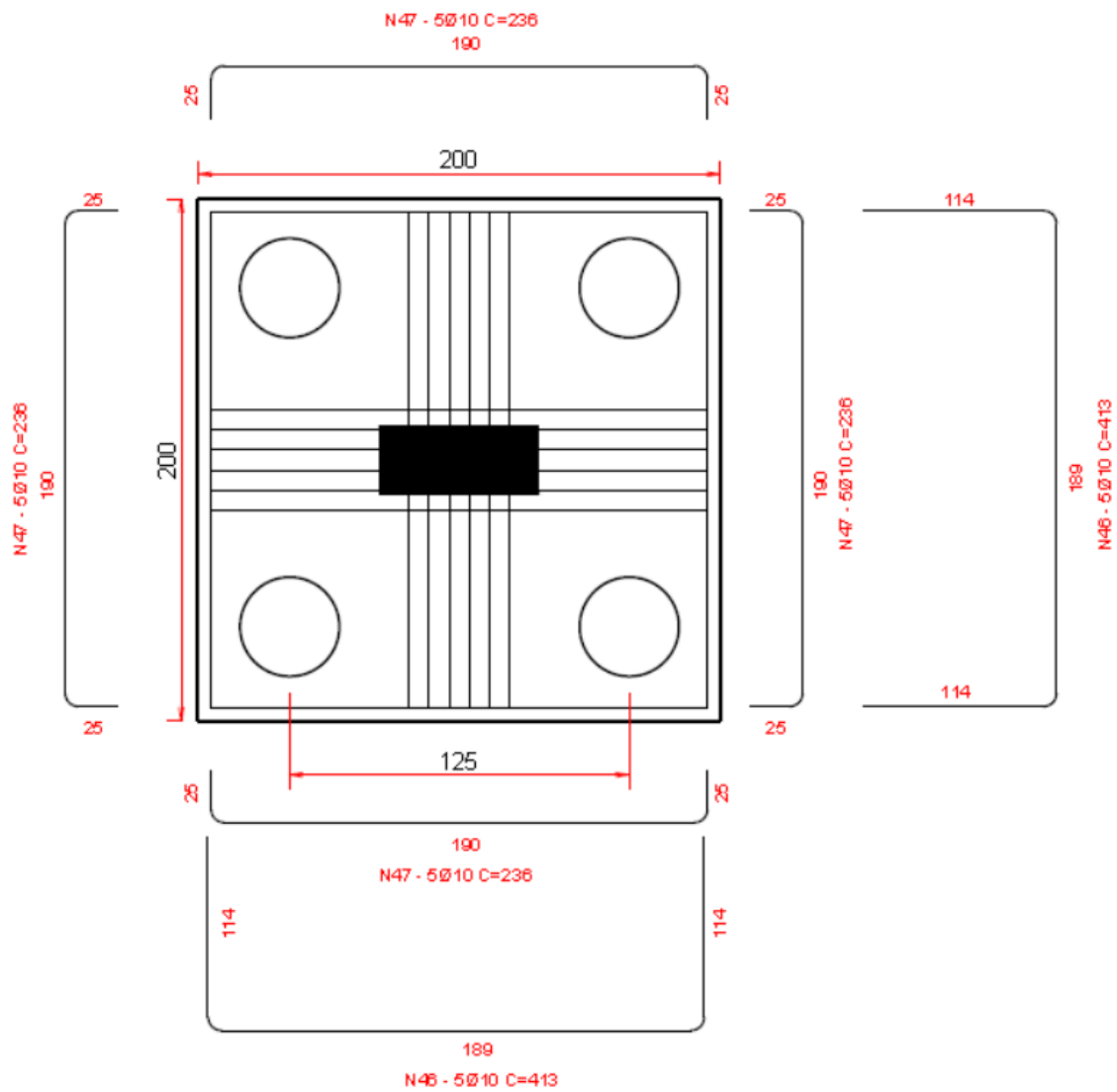
$$\tau_{Rd2} = 0,324 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \times f_{cd}$$

FIGURA 56 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta A



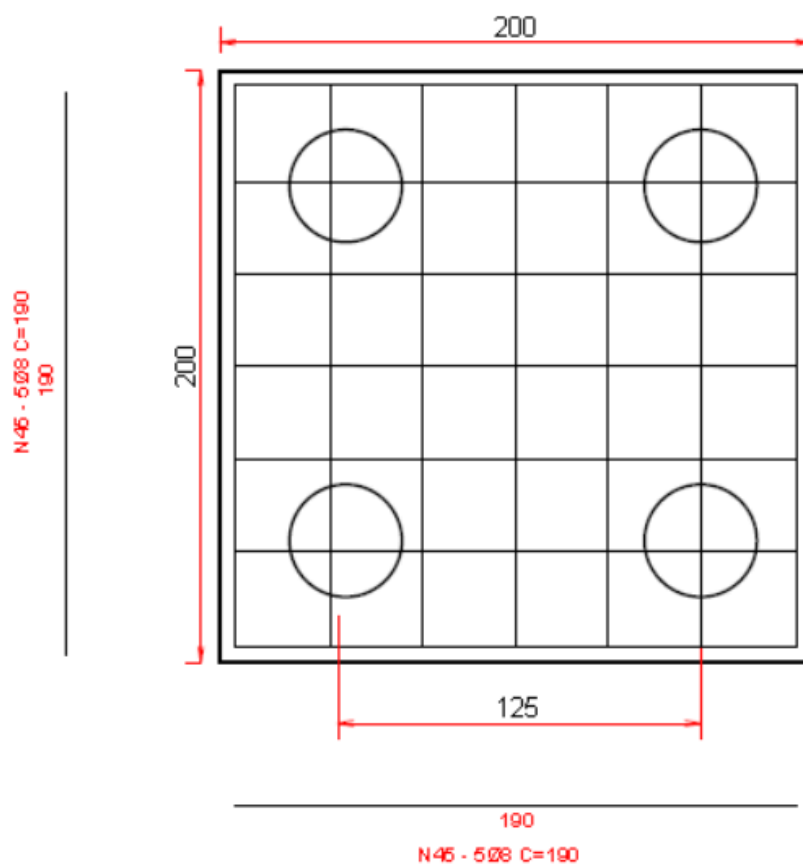
Fonte: Do próprio autor

FIGURA 57 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta B



Fonte: Do próprio autor

FIGURA 58 – Dimensões e detalhamento bloco B19 sobre quatro estacas ϕ 50 cm – Planta C



Fonte:Do próprio autor

4.3 VIGAS DE BALDRAME

Para a avaliação das vigas de rigidez, admite-se que a mesma possui um vão de cálculo de 6,00 m, visto que é uma distância usual entre os pilares na planta de cargas. A viga é pré-estabelecida com uma seção de 20x50 e possui, portanto 2,5 kN/m de peso próprio. Foi adotada uma sobrecarga de 4,5 kN/m em virtude dos possíveis carregamentos que ela possa sofrer.

Tal viga tem função estrutural de resistir aos esforços de momentos provenientes dos pilares em que as estacas não foram dimensionadas para resistir. Observando os casos do estaqueamento, vê-se que o maior binário de forças não travado pelas estacas é da magnitude de 5.3 tf.m.

A viga no caso, deverá travar todos os blocos sobre uma estaca e os blocos sobre duas estacas na direção necessária.

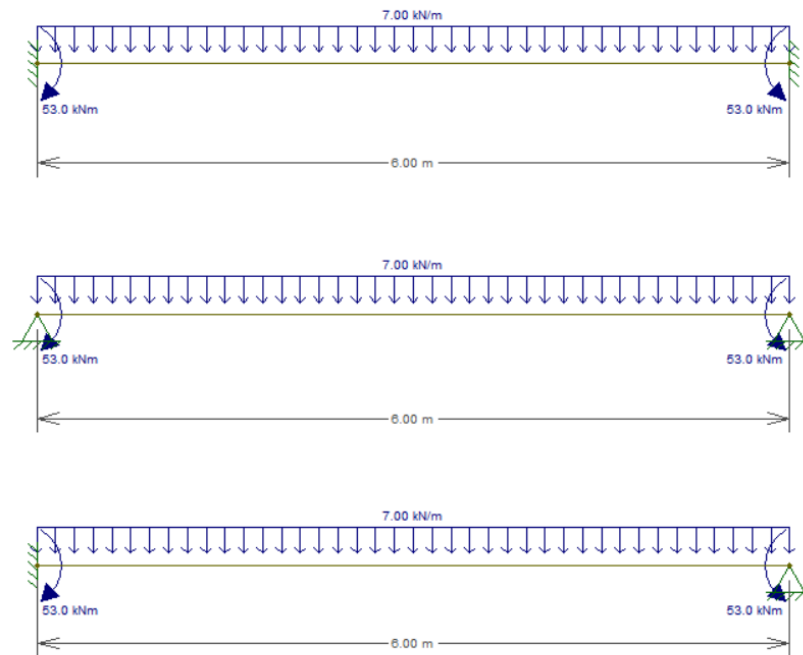
Portanto, a viga a ser dimensionada possui dimensões de 20x50 cm, momentos iguais a 5,3 kN.m aplicados em ambas as extremidades e carregamento linear de 7 kN/m.

Para o dimensionamento da viga, foram consideradas três hipóteses de vinculação – viga bi engastada, viga engastada-apoiada e viga bi apoiada. Os momentos foram aplicados em vários sentidos para se observar os casos mais críticos possíveis.

O caso de esforços mais críticos ocorreu no caso em que foram aplicados momentos em sentidos opostos nas suas extremidades, como vê-se nas figuras a seguir.

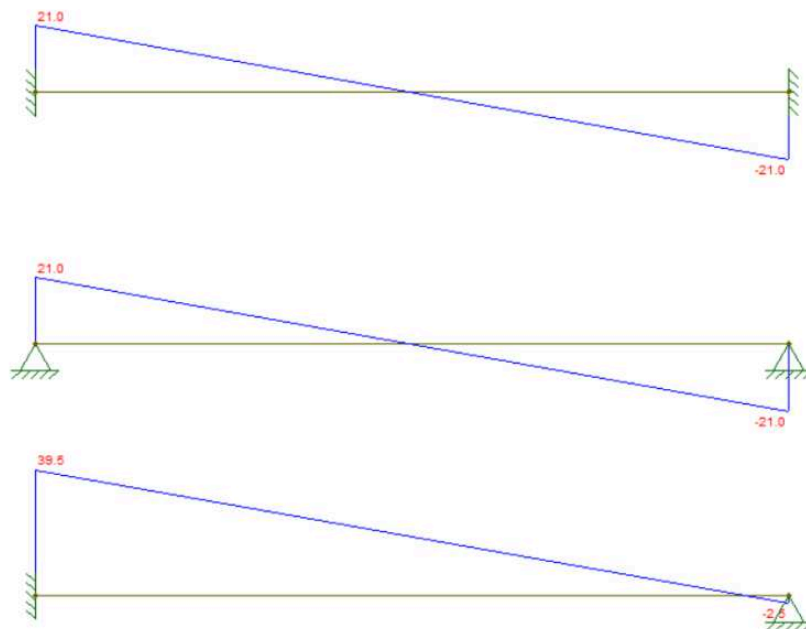
O valor do momento positivo máximo vale 84,5 kN.m, o valor do momento negativo máximo vale 58 kN.m e o valor do esforço cortante máximo vale 39,5 kN.

FIGURA 59 – Caso crítico: viga com momentos aplicados em sentidos opostos nas extremidades



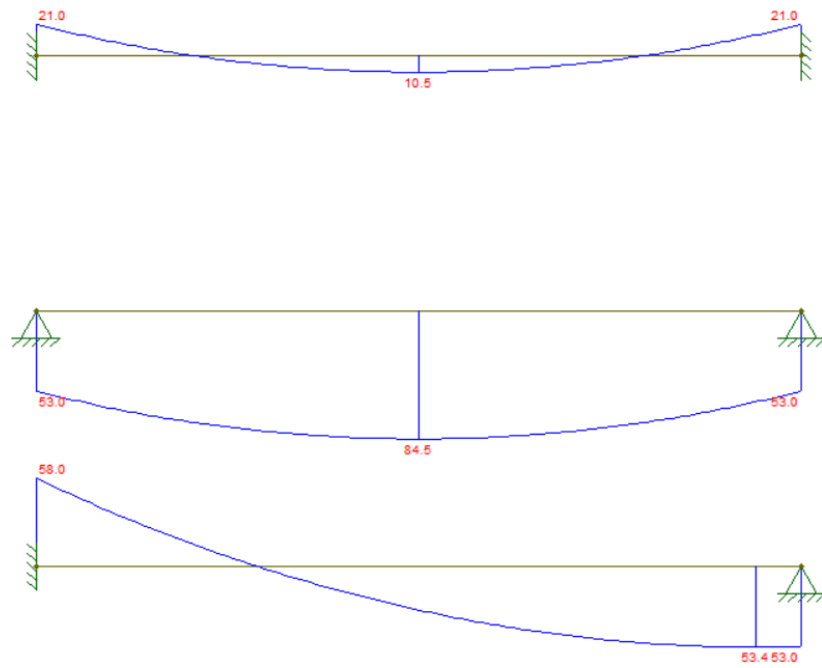
Fonte: Software Ftool

FIGURA 60 – Caso crítico: diagrama de esforço cortante



Fonte: Software Ftool

FIGURA 61 – Caso crítico: diagrama de momentos fletores



Fonte: Software Ftool

Para o cálculo da armadura da viga, foram utilizadas as tabelas de K_c e K_s para flexão simples em seção retangular.

FIGURA 62 – Tabela Kc e Ks para flexão simples

| FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES | | | | | | | | | | D O M I N I O |
|--|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|--------|---------------------------------|
| $\beta_x = x/d$ | $k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$ | | | | | | | $k_s = \frac{A_s \cdot d}{M_d}$ | | |
| | Classe do concreto (MPa) | | | | | | | Categoria do aço | | |
| | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | CA50 | CA60 | |
| 0,02 | 51,89 | 34,59 | 34,59 | 29,65 | 25,94 | 23,06 | 20,75 | 0,0232 | 0,0193 | 2 |
| 0,04 | 26,15 | 20,92 | 17,44 | 14,95 | 13,08 | 11,62 | 10,46 | 0,0234 | 0,0195 | |
| 0,06 | 17,58 | 14,06 | 11,72 | 10,05 | 8,79 | 7,81 | 7,03 | 0,0236 | 0,0196 | |
| 0,08 | 13,29 | 10,63 | 8,86 | 7,60 | 6,65 | 5,91 | 5,32 | 0,0238 | 0,0198 | |
| 0,10 | 10,72 | 8,58 | 7,15 | 6,13 | 5,36 | 4,77 | 4,29 | 0,0240 | 0,0200 | |
| 0,12 | 9,01 | 7,21 | 6,01 | 5,15 | 4,51 | 4,00 | 3,60 | 0,0242 | 0,0201 | |
| 0,14 | 7,79 | 6,23 | 5,19 | 4,45 | 3,89 | 3,46 | 3,12 | 0,0244 | 0,0203 | |
| 0,16 | 6,87 | 5,50 | 4,58 | 3,93 | 3,44 | 3,05 | 2,75 | 0,0246 | 0,0205 | |
| 0,18 | 6,16 | 4,93 | 4,11 | 3,52 | 3,08 | 2,74 | 2,47 | 0,0248 | 0,0207 | |
| 0,20 | 5,59 | 4,48 | 3,73 | 3,20 | 2,80 | 2,49 | 2,24 | 0,0250 | 0,0208 | |
| 0,22 | 5,13 | 4,10 | 3,42 | 2,93 | 2,57 | 2,28 | 2,05 | 0,0252 | 0,0210 | |
| 0,24 | 4,74 | 3,80 | 3,16 | 2,71 | 2,37 | 2,11 | 1,90 | 0,0254 | 0,0212 | |
| 0,259 | 4,43 | 3,55 | 2,96 | 2,53 | 2,22 | 1,97 | 1,77 | 0,0257 | 0,0214 | |
| 0,28 | 4,14 | 3,31 | 2,76 | 2,37 | 2,07 | 1,84 | 1,66 | 0,0259 | 0,0216 | 3 |
| 0,30 | 3,90 | 3,12 | 2,60 | 2,23 | 1,95 | 1,73 | 1,56 | 0,0261 | 0,0218 | |
| 0,32 | 3,69 | 2,95 | 2,46 | 2,11 | 1,84 | 1,64 | 1,48 | 0,0264 | 0,0220 | |
| 0,34 | 3,50 | 2,80 | 2,34 | 2,00 | 1,75 | 1,56 | 1,40 | 0,0266 | 0,0222 | |
| 0,36 | 3,34 | 2,67 | 2,23 | 1,91 | 1,67 | 1,48 | 1,34 | 0,0269 | 0,0224 | |
| 0,38 | 3,19 | 2,56 | 2,13 | 1,83 | 1,60 | 1,42 | 1,28 | 0,0271 | 0,0226 | |
| 0,40 | 3,06 | 2,45 | 2,04 | 1,75 | 1,53 | 1,36 | 1,23 | 0,0274 | 0,0228 | |
| 0,42 | 2,95 | 2,36 | 1,96 | 1,68 | 1,47 | 1,31 | 1,18 | 0,0276 | 0,0230 | |
| 0,438 | 2,85 | 2,28 | 1,90 | 1,63 | 1,42 | 1,27 | 1,14 | 0,0279 | 0,0232 | |
| 0,46 | 2,74 | 2,19 | 1,83 | 1,57 | 1,37 | 1,22 | 1,10 | 0,0282 | | |
| 0,48 | 2,65 | 2,12 | 1,77 | 1,52 | 1,33 | 1,18 | 1,06 | 0,0285 | | |
| 0,50 | 2,57 | 2,06 | 1,72 | 1,47 | 1,29 | 1,14 | 1,03 | 0,0288 | | |
| 0,52 | 2,50 | 2,00 | 1,67 | 1,43 | 1,25 | 1,11 | 1,00 | 0,0290 | | |
| 0,54 | 2,43 | 1,95 | 1,62 | 1,39 | 1,22 | 1,08 | 0,97 | 0,0293 | | |
| 0,56 | 2,37 | 1,90 | 1,58 | 1,35 | 1,18 | 1,05 | 0,95 | 0,0296 | | |
| 0,58 | 2,31 | 1,85 | 1,54 | 1,32 | 1,16 | 1,03 | 0,92 | 0,0299 | | |
| 0,60 | 2,26 | 1,81 | 1,50 | 1,29 | 1,13 | 1,00 | 0,90 | 0,0303 | | |
| 0,62 | 2,21 | 1,77 | 1,47 | 1,26 | 1,10 | 0,98 | 0,88 | 0,0306 | | |
| 0,628 | 2,19 | 1,75 | 1,46 | 1,25 | 1,09 | 0,97 | 0,88 | 0,0307 | | |
| Diagrama retangular de tensões no concreto: $\gamma = 0,8x$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$ M_d (kN.cm); b (cm); d (cm); A_s (cm²) | | | | | | | | | | |

Fonte: Spernau, 2012

Cálculo da armadura positiva:

$$K_c = \frac{b \times d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{20 \times 44^2}{1,4 \times 8450}$$

$$K_c = 3,27$$

Para concreto C30 e aço CA-50: $K_s = 0,0253$

A área de aço da seção é dada por:

$$A_s = \frac{K_s \times M_d}{d}$$

$$A_s = \frac{0,0253 \times 1,4 \times 8450}{44}$$

$$A_s = 6,80 \text{ cm}^2$$

Adotar 2 barras de 20 mm e 1 barra de 10 mm para armadura principal positiva.

Cálculo da armadura negativa:

$$K_c = \frac{b \times d^2}{M_d}$$

$$K_c = \frac{20 \times 44^2}{1,4 \times 5800}$$

$$K_c = 4,77$$

Para concreto C30 e aço CA-50: $K_s=0,0245$

A área de aço da seção é dada por:

$$A_s = \frac{K_s \times M_d}{d}$$

$$A_s = \frac{0,0245 \times 1,4 \times 5800}{44}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Adotar 2 barras de 16 mm e uma barra de 8 mm para armadura negativa.

Verificação ao esforço cortante:

Para usar armadura mínima:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ e } V_{sd} \leq V_{Rd3}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 39,5$$

$$\mathbf{V_{sd} = 55,3 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v^2 \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \left(\frac{30}{250} \right) \right) \times \frac{30}{1,4} \times 0,2 \times 0,44$$

$$\mathbf{V_{Rd2} = 448 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times 1,448 \times 0,2 \times 0,44$$

$$V_c = 76,45 \text{ kN}$$

Logo usa-se armadura minima:

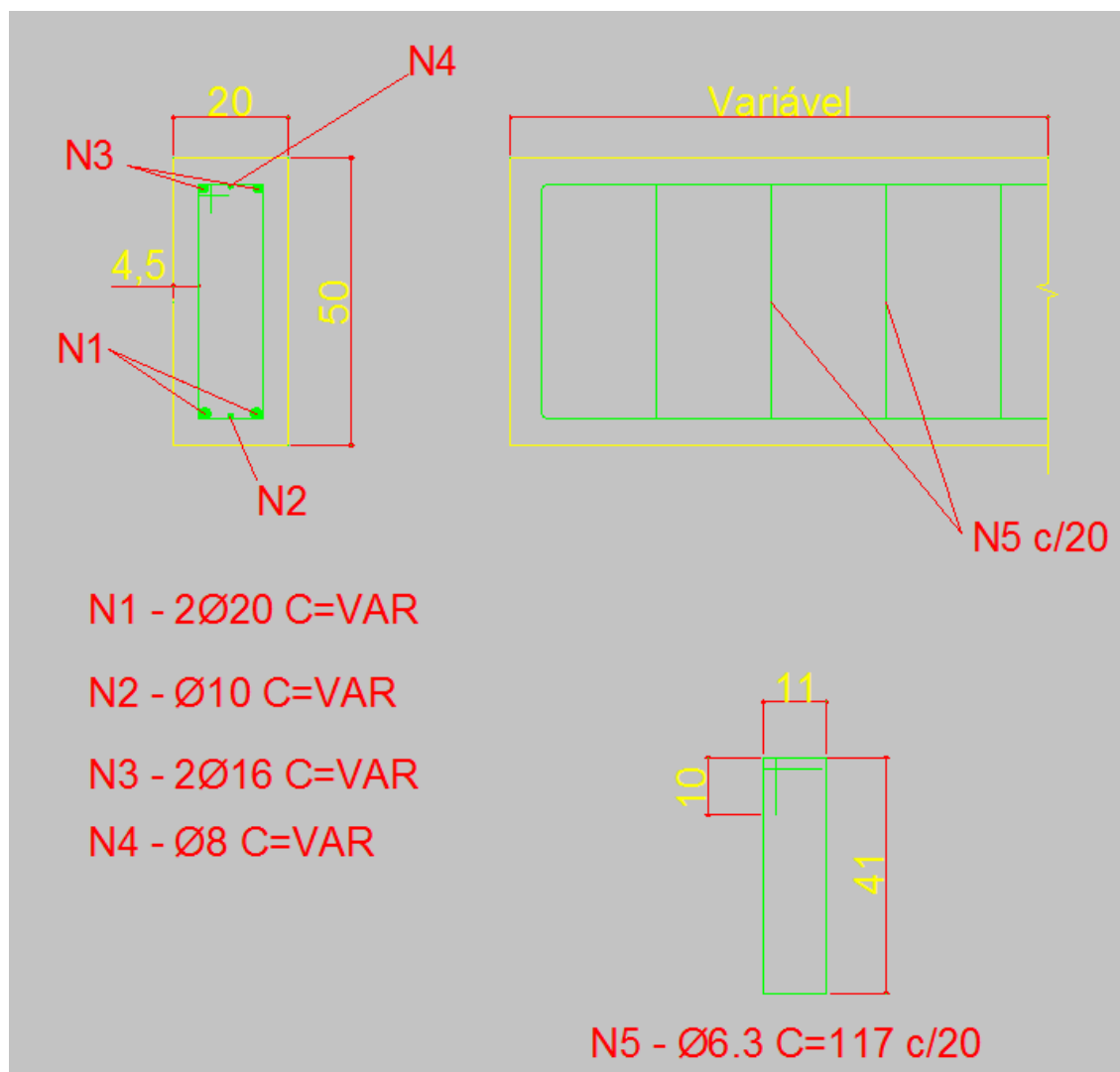
$$A_{sw,min} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_w$$

$$A_{sw,min} = 0,2 \times \frac{0,3 (30)^2}{435} \times 0,2$$

$$A_{sw,min} = 2,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adotar estribos de dois ramos de barras de 6,3 mm a cada 20 cm.

FIGURA 63 – Detalhamento da Viga de Rigidez



Fonte: Do próprio autor

Para este trabalho, julgou-se que uma representação em planta das fôrmas e do detalhamento das vigas de baldrame, fugia parcialmente dos objetivos inicialmente estabelecidos.

No entanto, fica a seção da viga definida e seu detalhamento pré-estabelecido para a utilização em obra.

Deve-se recordar que é recomendado travar todos os blocos sobre uma estaca nas duas direções. Os blocos sobre duas estacas devem ser travados na direção de maior dimensão.

Caso as solicitações de momento possam ser absorvidas pela armadura da estaca, é permitido que não se utilize a viga de travamento. Na figura 14, a fabricante estabelece os valores de momento máximo resistidos pela estaca.

5 CHECKLIST PROJETO E EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO

Foi elaborado um checklist, com o intuito de conferir os itens necessários ao bom funcionamento do projeto e execução da fundação.

O checklist contempla:

- Os cuidados que a contratante deve tomar antes de iniciar a obra;
- Os cuidados que a contratante deve tomar ao contratar uma empresa para a execução de fundações;
- Itens que devem ser fornecidos pelo contratante com a finalidade de proporcionar as condições básicas para a execução da fundação;
- Itens referentes ao projeto de fundação – planta de estaqueamento, planta de fôrmas e planta de detalhamento de blocos e baldrames, para que não se tenha nenhuma dúvida no canteiro de obra;
- Itens referentes ao controle de qualidade da obra como a inspeção nos equipamentos de execução, recebimento dos materiais e controle do estaqueamento.

Foi elaborado também uma tabela com possíveis problemas executivos, prováveis causas e as providências a serem tomadas para que a obra corra de acordo com as expectativas.

FIGURA 64 – Checklist

Continua

| Estacas Pré-Moldadas de Concreto | | | |
|---|-----|-----|-------------|
| Checklist | Sim | Não | Observações |
| <p>1. Serviços Preliminares</p> <p>a. Criar acessos aos bate-estacas e carretas de transporte das estacas:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Rampa dos Platôs < 12 % * Solo com suporte resistente para trabalho do bate-estaca * Necessidade de execução de limpeza, fogueiras ou derrocamento <p>b. Inspeção das condições das construções vizinhas e laudo fotográfico</p> <p>c. Ligação de instalações trifásicas (Potência mínima 20 KW)</p> <p>d. Gabarito da obra contendo os eixos dos pilares</p> <p>e. Infraestrutura compatível com as exigências da NR-18</p> <p>2. Projeto do Estaqueamento</p> <p>a. Locação das estacas com definição das bitolas e capacidade de carga</p> <p>b. Locação dos furos de sondagem</p> <p>c. Indicação de viga de equilíbrio</p> <p>d. Interferência do estaqueamento com taludes provisórios</p> <p>e. Detalhe de armação mínima das estacas</p> <p>f. Detalhe de eventuais emendas das estacas</p> <p>g. Detalhe de corte para rasamento das estacas</p> <p>h. Resumo dos quantitativos</p> <p>3. Projeto Estrutural da Fundação</p> <p>a. Dimensões dos pilares, blocos, baldrame e vigas de equilíbrio</p> <p>b. Cortes com definição de cotas de rasamento e altura das peças de concreto armado</p> <p>c. Armação dos blocos de coroamento, vigas e arranque dos pilares</p> <p>d. Resumo dos quantitativos</p> <p>4. Inspeções</p> <p>a. Torre do equipamento retilínea e aprumada (desvio máximo de 1%) e com altura compatível com o comprimento das estacas</p> <p>b. Capacete e coxim em bons estados e compatíveis com as dimensões das estacas</p> <p>c. Peso do martelo compatível com o peso das estacas</p> <p>d. EPI's</p> <ul style="list-style-type: none"> * Soldador - Touca/bandana, máscara de solda, protetor auricular, roupa com manga longa e gola alta, avental, luvas e sapatão. * Operador e ajudantes - Capacete de proteção, luvas, protetor auricular, óculos de proteção e sapatão. <p>e. Relatórios de cravação da empresa contratada expostos de forma clara, contendo:</p> <ul style="list-style-type: none"> * Nome e local da obra * Local para identificação do pilar e da estaca * Dimensões da estaca * Peso e altura de queda do martelo * Comprimento levantado * Comprimento cravado * Emendas (solda ou luva) * Sobras de estaca * Negas e repiques (de todas as estacas) | | | |

Fonte: Do próprio autor

FIGURA 65 – Checklist

conclusão

| Estacas Pré-Moldadas de Concreto | | | |
|--|-----|-----|-------------|
| Checklist | Sim | Não | Observações |
| <p>5. Recebimento das estacas</p> <p>a. Verificação das fissuras transversais e longitudinais</p> <p>* Fissuras transversais ao eixo da estaca:</p> <p>_ Rejeitar estacas com fissura transversal superior a 1 mm</p> <p>_ Aceitar até 0,4 mm para estacas cravadas em meio de agressividade ambiental fraca</p> <p>_ Aceitar até 0,3 mm para estacas cravadas em meio de agressividade ambiental moderada</p> <p>_ Aceitar até 0,2 mm para estacas cravadas em meio de agressividade ambiental muito forte</p> <p>Caso as fissuras ultrapassem estes limites, deve-se sinalizar a fissura com giz de cera e posicioná-las na torre para cravação, conferindo se as fissuras fecham após a mesma estar em posição. Caso, ao fim, a fissura não se enquadrar nos limites acima, rejeita-se a estaca</p> <p>* Se a estaca apresentar fissuras longitudinais deve-se rejeitar a estaca</p> <p>b. Sinais de remendos ou pinturas com nata de cimento</p> <p>c. Estaca visualmente alinhada</p> <p>d. Dimensão correta das estacas</p> <p>e. Eletrodo tipo E48-08 E7018 para emendas soldadas</p> <p>f. Para emendas de encaixe, usar luvas com dimensões 2,5 vezes a dimensão da estaca (face ou diâmetro)</p> <p>6. Controle de Cravação</p> <p>a. Estaca teste em local próximo à sondagem</p> <p>b. Previsão de comprimento da estaca teste compatível (ΣSPT = 100)</p> <p>c. Especificação das alturas de queda do martelo e negas de acordo com as dimensões das estacas</p> <p>d. Verificação do prumo da estaca e altura de queda do martelo (desaprumo máximo de 1%)</p> <p>e. Número de golpes por metro cravado (em cada estaca)</p> <p>f. Verificação da nega (em todas as estacas)</p> <p>g. Verificação de repique (em todas as estacas)</p> <p>h. Sinais de ruptura durante a cravação</p> <p>i. Sinais de levantamento das estacas próximas</p> <p>j. Sinais de relaxamento após a cravação</p> <p>7. Levantamento de Excentricidades Após a Cravação</p> <p>a. Para estaca única (até 10% da dimensão da estaca)</p> <p>b. Para conjunto de estacas, calcular o acréscimo de cargas devido à excentricidade:</p> <p>* Prosseguir se o estaqueamento absorve o acréscimo de carga</p> <p>* Cravar mais estacas ou usar viga de travamento para a absorção das cargas</p> | | | |

Fonte: Do próprio autor

FIGURA 66 – Lista de eventuais problemas executivos

continua

| Estacas Pré-Moldadas de Concreto | | |
|---|--|--|
| Problemas Executivos | Prováveis Causas | Providências |
| a. Durante a cravação a estaca desapruma e amolece | Quebra da estaca | Rejeitar estaca e cravar outra |
| b. Durante a cravação a estaca quebra ou trinca na cabeça | Capacete incompatível com a dimensão da estaca ou em má condição | Trocar capacete |
| | Falta de coxim de madeira ou madeirite | Aumentar espessura do coxim |
| | Altura de queda excessiva | Diminuir altura de queda e aumentar peso do martelo |
| | Falta armadura de fretagem na ponta da estaca | Trocar fornecedor |
| | Falha de concretagem | Rejeitar estaca e cravar outra |
| | Concreto verde | Rejeitar estaca e cravar outra |
| | Torre desaprumada | Aprumar a torre |
| c. Durante a verificação da nega a estaca "amolece" mas não desapruma | Provável quebra da estaca | Rejeitar estaca e cravar outra |
| | Camada de pedregulho | Insistir na cravação até obter a nega desejada |
| | Ponta em solo residual | Insistir na cravação até obter a nega desejada |
| d. No mesmo bloco, as estacas estão com comprimentos diferentes | Solo sedimentar, provável matacão | Cravar estaca de reforço |
| | Solo residual | Verificar capacidade de carga e cravar eventual estaca de reforço |
| e. Levantamento da estaca já cravada durante a cravação de estaca anexa | Ponta em argila dura | Recravar estaca Prova de carga dinâmica para verificar a capacidade de carga e cravar reforço Utilizar ponteira de aço para penetrar a estaca em argila dura |
| f. A estaca atinge a nega, mas não tem resistência à cravação no dia seguinte | Solo com relaxação | Prova de carga dinâmica para verificar a capacidade de carga e cravar eventual estaca de reforço |

Fonte: Do próprio autor

FIGURA 67 – Lista de eventuais problemas executivos

conclusão

| Estacas Pré-Moldadas de Concreto | | |
|---|--|--|
| Problemas Executivos | Prováveis Causas | Providências |
| g. Após a cravação, a estaca desloca horizontalmente com facilidade | Quebra de estaca | Rejeitar estaca e cravar outra |
| h. O arrasamento da estaca ultrapassou o especificado em projeto | | Emendar estaca fazendo traspasse da armadura |
| i. Durante a cravação, a estaca interfere com camada resistente superficial tipo entulho ou pedregulho | Aterro de entulho | Executar pré-furo Cravar estaca com ponteira de aço |
| j. O comprimento de todas as estacas está mais curto do que o previsto | Sondagem errada | Tirar nega e repique e verificar capacidade de carga, cravando estaca de reforço se necessário Executar nova sondagem |
| | Existência de camada de pedregulho | Executar pré furo e tentar cravar Cravar estaca com ponteira de aço Cravar estaca de reforço |
| k. Ao ser emendada, a cabeça da estaca inferior mostra-se rompida ou com sinais de ser concreto de baixa resistência | Falta de armadura de fretagem na cabeça | Recuperar a cabeça da estaca com resina de alta resistência antes de fazer a emenda |
| | Capacete inadequado | |
| | Desaprumo da torre ou da estaca | |
| l. Após ser refeita a cabeça da estaca e recravá-la, a estaca não penetra no solo | Cicatrização do solo com aderência lateral | Cravar estaca de reforço |
| m. Estaca cravada excêntrica ao projeto | Erro na locação ou no posicionamento da estaca | Verificar se estaca ou bloco absorve os valores derivados da flexocompressão |
| | | Executar viga de travamento |
| | | Cravar estaca de reforço |

Fonte: Do próprio autor

6 CONCLUSÃO

Os objetivos deste trabalho se pautavam nas escolhas dos tipos de prospecção do solo e do tipo de fundação a serem utilizados para o empreendimento em questão.

Além de tais escolhas, previa-se a elaboração de um projeto de fundações utilizando os conhecimentos adquiridos dos cursos de Fundações e Estruturas de Fundações, dimensionando-se e detalhando-se as estruturas pertencentes ao projeto.

Também era necessário que se retirasse uma lista de quantitativos dos serviços e que se fizessem as verificações necessárias para o bom funcionamento da fundação.

Com base em todo este trabalho, mas principalmente nos Anexos III e IV e no Checklist, vê-se que todos os objetivos supracitados foram alcançados e justificados mediante embasamento teórico e/ou prático.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Na planta de cargas do empreendimento (Anexo III), demonstra-se a execução de um subsolo iniciando na cota -4 m.

Sugere-se que, a partir do perfil geotécnico deste terreno, seja elaborado um projeto para a contenção da escavação necessária para a execução deste subsolo.

ANEXOS

ANEXO I – PLANTA TOPOGRÁFICA

ANEXO II – PLANTA DE CARGAS E LOCAÇÃO DOS PILARES

ANEXO III – PLANTA DE ESTAQUEAMENTO

ANEXO IV – PLANTA ESTRUTRAL

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6502**: Solos e Rochas. Rio de Janeiro, 1993.

_____. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12131**: Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 1994.

ALONSO, U. R. Estacas Pré-moldadas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

BASTOS, P. S. dos S. **Blocos de Fundação**. Notas de aula da disciplina 2133 - Estruturas de Concreto III, do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista. Baurú, 2012.

BOTELHO, Manoel H. C. **Quatro edifícios, cinco locais de implantação, vinte soluções de fundações**. Blucher, 2007.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DÉCOURT, Luciano. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

HACHICH, Waldemar. et al. **Fundações**: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. de S. S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

ODEBRECHT, Edgar.; SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

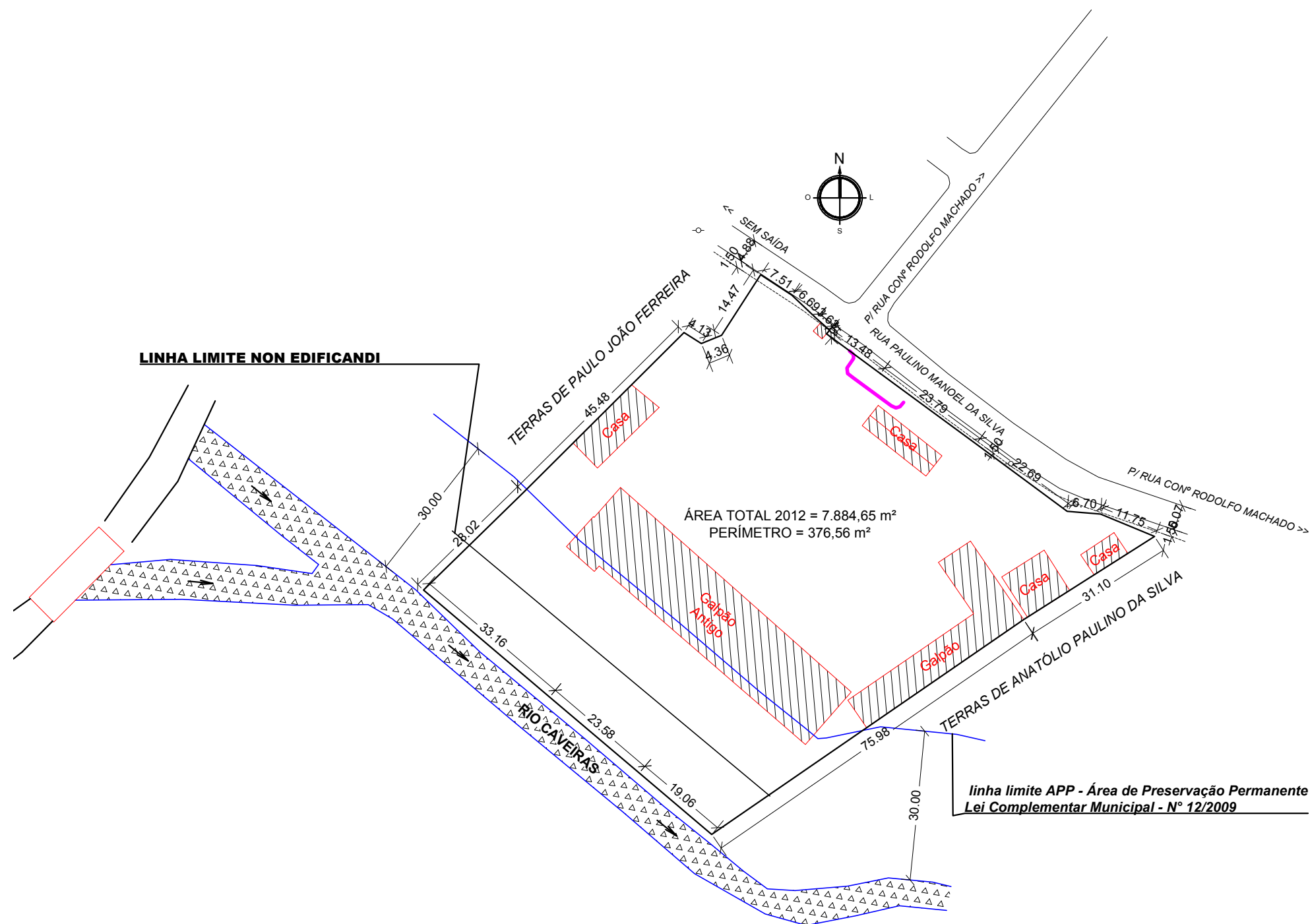
PINTO, Carlos de S. Propriedades dos solos. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. Interpretation of cone penetration tests. **Canadian geotechnical journal**, 1983.

SPERNAU, Wilson. **Estruturas de Fundações**. Notas de aula da disciplina ECV 5265 - Estruturas de Fundações, do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2012.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

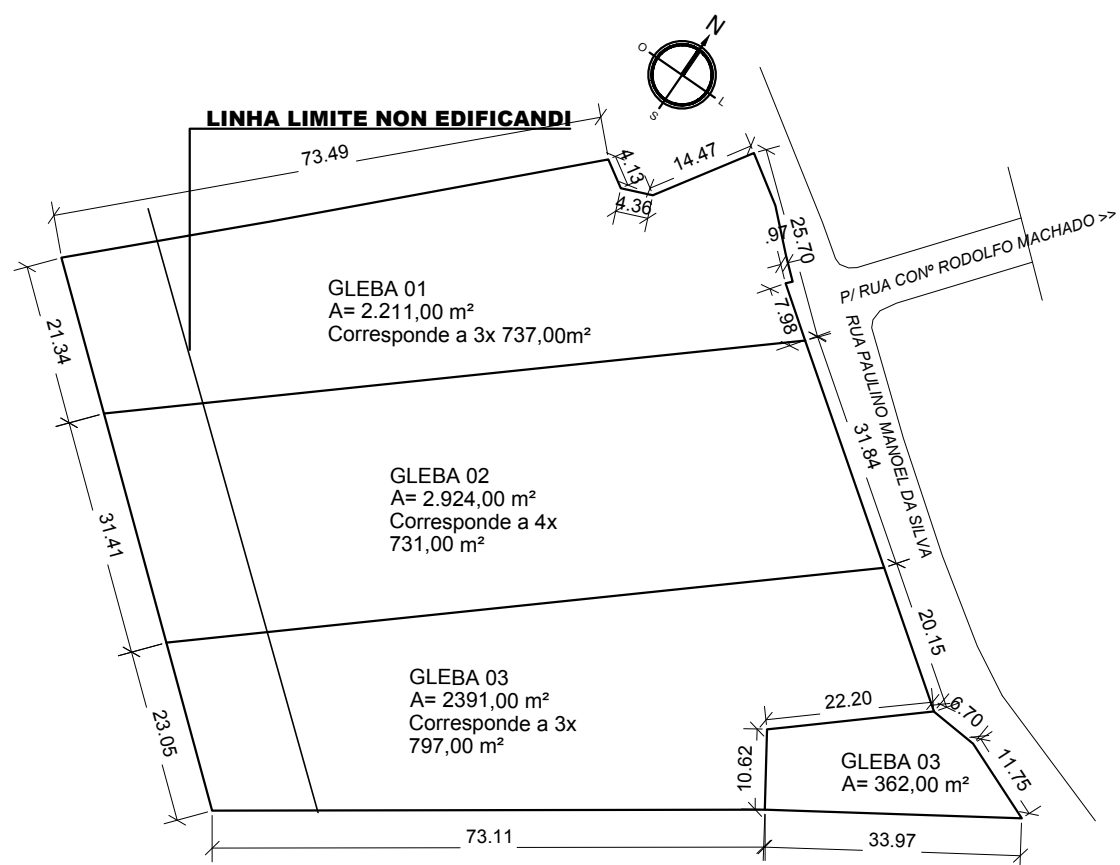
VELLOSO, D.; LOPES, F. de R. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, W. et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.



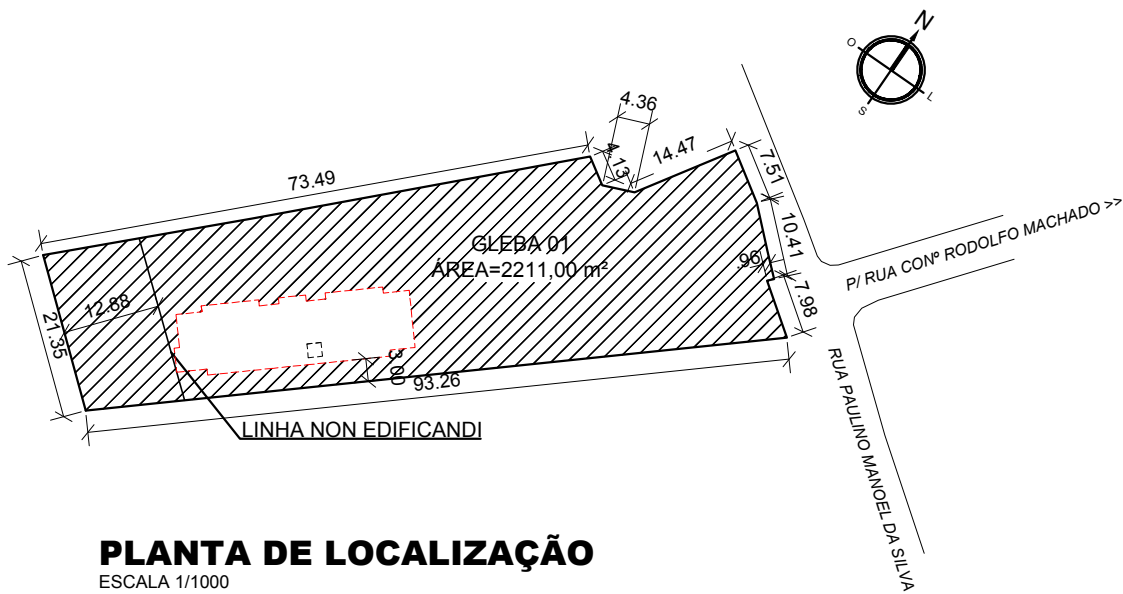
LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO
ESCALA 1/1000



IMAGEM AÉREA
ESCALA 1/500

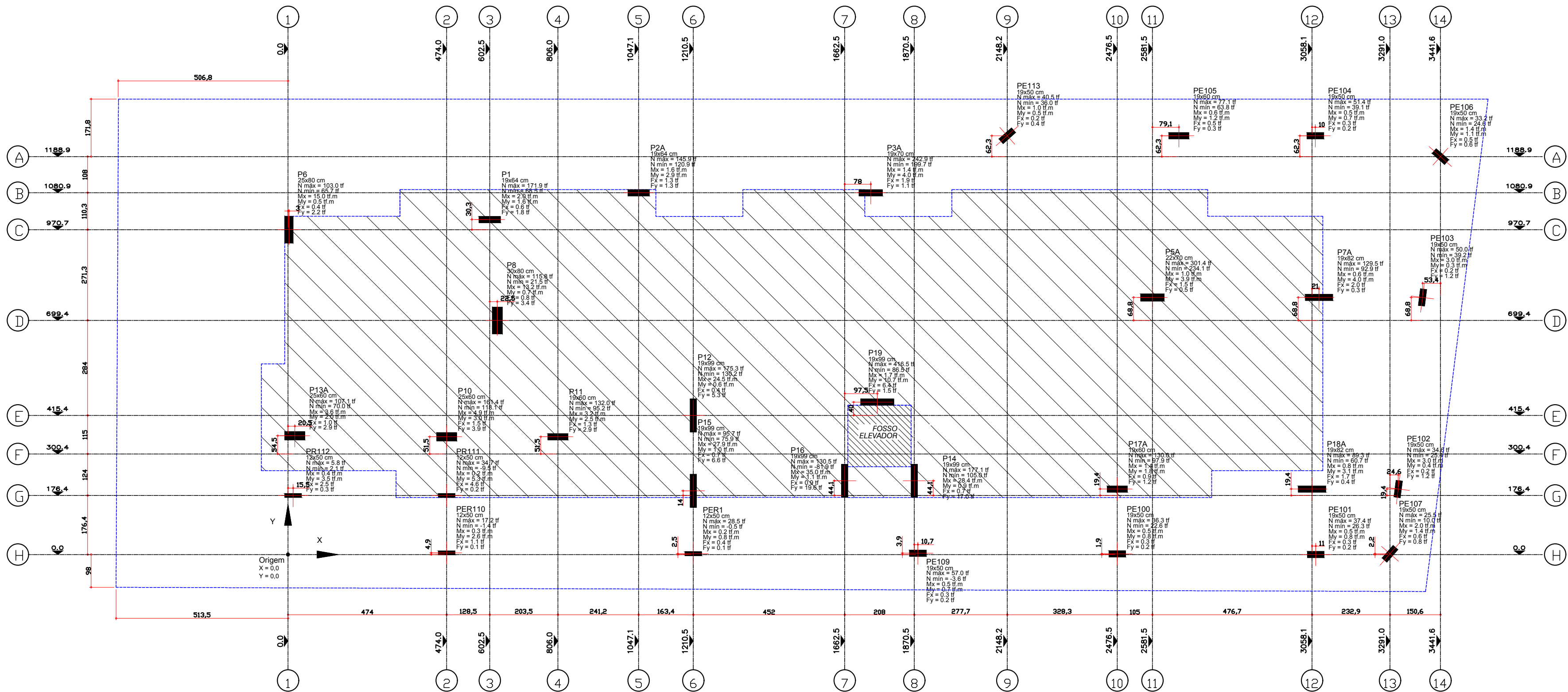


PLANTA DE LOCAÇÃO
ESCALA 1/1000



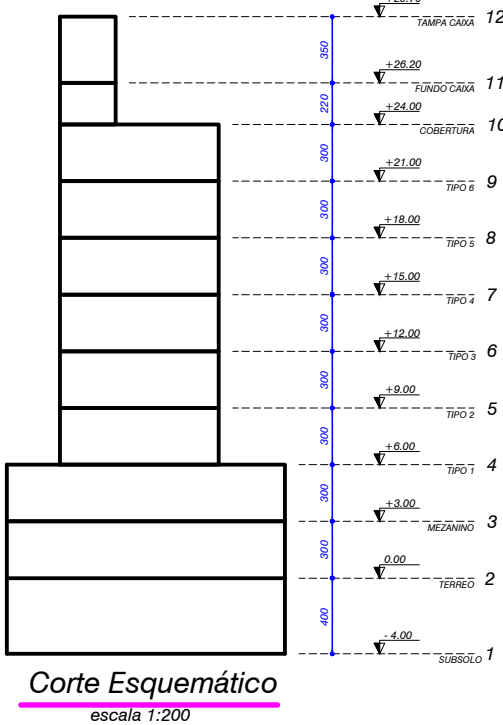
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1/1000

| | | |
|---------------------------------------|--------------------------|---------------|
| 0 | emissão inicial | 26/08/2015 |
| N.º | Revisão | Data |
| Obra: | EDIFICIO RESIDENCIAL | Cód. XXXX |
| Título: | TOPOGRAFIA E IMPLANTAÇÃO | Planta N. 01 |
| Cliente: | MATEUS ARARIPE | Rev. 0 |
| Projeto: | Desenho: | Data: 06/2016 |
| Verificado: | | |
| TODOS OS DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS | | |



Planta de locação de PILARES
escala 1:50

| Pilar | | | | | | | | | |
|--------|------------|--------|--------|-----------------|-----------------|-----------|-----------|---------|---------|
| Nome | Seção (cm) | X (cm) | Y (cm) | Carga Máx. (tf) | Carga Mín. (tf) | Mx (tf.m) | My (tf.m) | Fx (tf) | Fy (tf) |
| P1 | 19x64 | 602.5 | 1000.9 | 171.9 | 68.5 | 2.0 | 1.6 | 0.6 | 1.8 |
| P2A | 19x64 | 1047.1 | 1080.9 | 145.9 | 120.9 | 1.6 | 2.9 | 1.3 | 1.3 |
| P3A | 19x70 | 1740.5 | 1080.9 | 242.9 | 199.7 | 1.4 | 4.0 | 1.9 | 1.1 |
| P5A | 22x70 | 2581.5 | 768.2 | 301.4 | 234.1 | 1.0 | 3.9 | 1.5 | 0.5 |
| P6 | 25x80 | 3.0 | 970.7 | 103.0 | 65.7 | 15.0 | 0.5 | 0.4 | 2.2 |
| P7A | 19x82 | 3079.2 | 768.2 | 129.5 | 92.9 | 0.6 | 4.0 | 2.0 | 0.3 |
| P8 | 30x80 | 625.0 | 699.4 | 115.8 | 21.5 | 13.2 | 0.7 | 0.8 | 3.4 |
| P10 | 25x60 | 474.0 | 351.9 | 161.4 | 118.1 | 4.9 | 3.0 | 1.5 | 3.9 |
| P11 | 19x60 | 806.0 | 351.9 | 132.0 | 95.2 | 3.2 | 2.5 | 1.3 | 2.9 |
| P12 | 19x99 | 1210.5 | 415.4 | 175.3 | 130.2 | 24.5 | 0.6 | 0.4 | 5.3 |
| P13A | 25x60 | 20.5 | 354.9 | 107.1 | 70.0 | 3.6 | 2.0 | 1.0 | 2.9 |
| P14 | 19x99 | 1870.5 | 220.4 | 177.1 | 105.0 | 28.4 | 0.9 | 0.7 | 17.0 |
| P15 | 19x99 | 1210.5 | 190.4 | 95.7 | 75.9 | 27.9 | 1.0 | 0.7 | 6.6 |
| P16 | 19x99 | 1662.5 | 220.4 | 130.5 | 81.9 | 35.0 | 1.1 | 0.9 | 19.6 |
| P17A | 19x60 | 2476.5 | 195.7 | 130.0 | 97.9 | 1.4 | 1.8 | 0.9 | 1.2 |
| P18A | 19x82 | 3058.1 | 195.7 | 89.3 | 60.7 | 0.8 | 3.1 | 1.7 | 0.4 |
| P19 | 19x99 | 1760.0 | 455.4 | 416.5 | 86.5 | 1.7 | 10.7 | 6.4 | 1.5 |
| PE100 | 19x50 | 2476.5 | 1.9 | 36.3 | 22.6 | 0.5 | 0.8 | 0.3 | 0.2 |
| PE101 | 19x50 | 3069.1 | 0.0 | 37.4 | 26.3 | 0.5 | 0.8 | 0.3 | 0.2 |
| PE102 | 19x50 | 3315.6 | 195.7 | 34.6 | 25.4 | 3.0 | 0.4 | 0.2 | 1.2 |
| PE103 | 19x50 | 3388.2 | 768.2 | 50.0 | 39.2 | 3.0 | 0.3 | 0.2 | 1.2 |
| PE104 | 19x50 | 3068.2 | 1251.2 | 51.4 | 39.1 | 0.5 | 0.7 | 0.3 | 0.2 |
| PE105 | 19x60 | 2660.6 | 1251.2 | 77.1 | 63.8 | 0.6 | 1.2 | 0.5 | 0.3 |
| PE106 | 19x50 | 3441.6 | 1188.9 | 33.2 | 24.6 | 1.4 | 1.1 | 0.5 | 0.6 |
| PE107 | 19x50 | 3291.0 | 2.2 | 25.5 | 10.0 | 2.0 | 1.4 | 0.6 | 0.8 |
| PE109 | 19x50 | 1881.2 | 3.9 | 57.0 | -3.6 | 0.5 | 0.7 | 0.3 | 0.2 |
| PER1 | 12x50 | 1210.5 | 2.5 | 28.5 | -0.5 | 0.2 | 0.8 | 0.4 | 0.1 |
| PER110 | 12x50 | 474.0 | 4.9 | 17.2 | -1.4 | 0.3 | 2.6 | 1.1 | 0.1 |
| PR111 | 12x50 | 474.0 | 176.4 | 34.7 | -9.5 | 0.2 | 5.3 | 4.6 | 0.2 |
| PR112 | 12x50 | 15.5 | 176.4 | 5.8 | 2.1 | 0.4 | 3.5 | 2.5 | 0.3 |

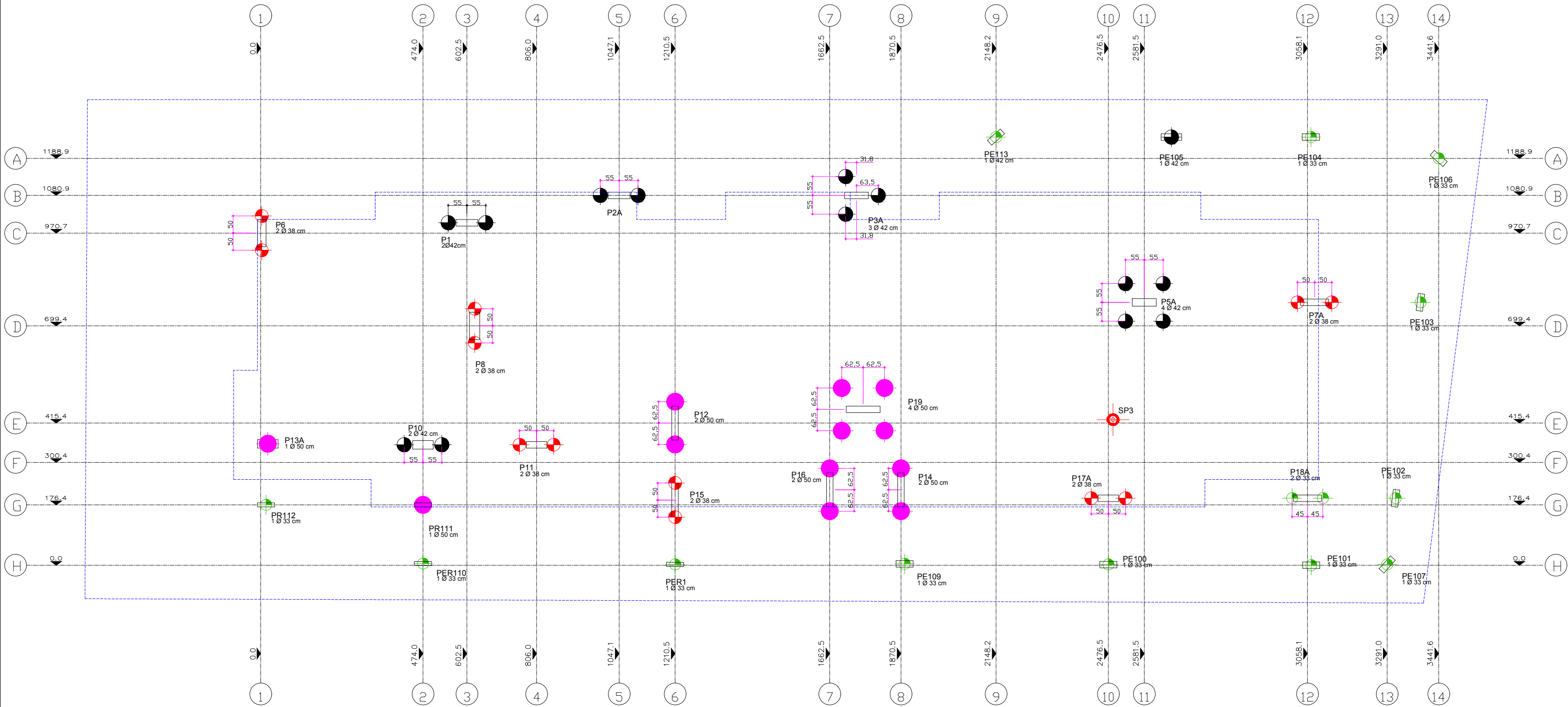


- NOTAS :
- 1 - MEDIDAS EM CENTIMETRO, NIVEIS EM METRO.
 - 2 - CONCRETO $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ (350kgf/cm²) - NBR-6118/2014 C35 - BRITA 0 E 1 DERIVADA DE GRANITO OU GNAISSE - SLUMP 10+/-2 PARA VIGAS, PILARES E LAJE. CONCRETO $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (300kgf/cm²) PARA BLOCOS E BALDRAMES.
 - 3 - CARGAS DE PROJETO :
CARGA ACIDENTAL
SOBRECARGA : 150 Kgfl/m²
CARGA PERMANENTE
REVESTIMENTO : 100 Kgfl/m²
PAREDES / RESERVATÓRIOS : CONSULTAR FORMA
 - 4 - O COMPRIMENTO DE ESTACA DEVE SER DEFINIDO PELO ENGENHEIRO RESPONSÁVEL PELO ESTUQUEAMENTO. SONDAGEM PADRÃO SPT OU CPT.
 - 5 - A CURA DO CONCRETO DEVERÁ TER INÍCIO 5 HORAS APÓS O TÉRMINO DA CONCRETAGEM.
 - 6 - UTILIZAR ESPAÇADORES PARA GARANTIR O COBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS.
VALORES VÁLIDOS PARA CONTROLE RIGOROSO DE QUALIDADE
BLOCOS : 4cm
VIGAS E PILARES : 3cm
LAJES : 1.5cm
 - 7 - A RETIRADA TOTAL DOS ESCORAMENTOS DEVERÁ SER REALIZADA SOMENTE APÓS 28 DIAS DA CONCRETAGEM.
 - 8 - EM CASO DE DÚVIDAS, CONSULTE O CALCULISTA.

| | | |
|-----|-----------------|------------|
| 0 | emissão inicial | 26/08/2015 |
| N.º | Revisão | Data |

| | | | | | |
|----------|--|----------|----------|-------------|----|
| Obra: | EDIFÍCIO RESIDENCIAL | Cód. | XXXX | Planta N. | 01 |
| Título: | PLANTA DE CARGAS E LOCAÇÃO DOS PILARES | Escala: | INDICADA | Rev. | 0 |
| Cliente: | MATEUS ARARIPE | Data: | 06/2016 | | |
| Projeto: | | Desenho: | | Verificado: | |

TODOS OS DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS



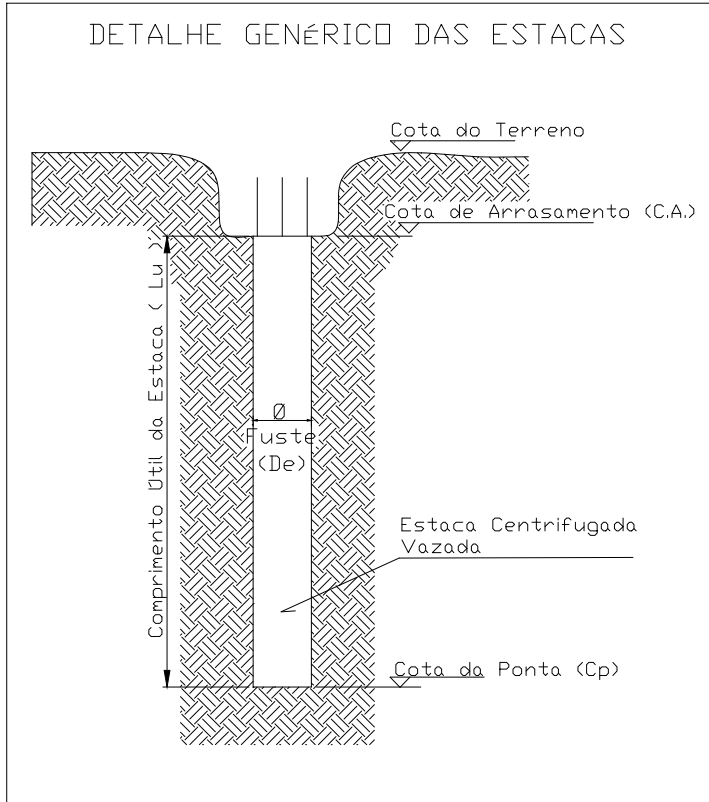
CONVENÇÃO

| SIMBOLOGIA | NOME | De (cm) | QUANT. |
|------------|------|---------|--------|
| | Ø33 | 33.00 | 14 |
| | Ø38 | 38.00 | 12 |
| | Ø42 | 42.00 | 11 |
| | Ø50 | 50.00 | 12 |
| | SPT | X | 1 |

NOTAS IMPORTANTES

-)- Documentos de Referência:
 - 1.1 – Planta de locação e carga nos pilares fornecida pela empresa de Arquitetura e Engenharia.
 - 1.2)- Relatórios de sondagens da empresa de Topografia e Sondagens.
-)- Os comprimentos das estacas citados em planta(Lu), são estimados em função do Relatório de Sondagem e deverão ser ajustados durante a execução das estacas, observando todas as estacas com nega e repique.
-)- As estacas devem ser do tipo centrífuga vazada fornecidas pela fabricante SCAC.
 - 3.1 – No caso de impossibilidade contrator estaca similar centrífuga vazada com concreto de resistência mínima de 35MPa (350kgf/cm2).
-)- Simbologia:
 - 4.1.2 – De = Diâmetro da Estaca
 - 4.1.3 – Lu = Comprimento Útil da Estaca.
 - 4.1.4 – Cp = Cota da Ponta da Estaca.
-)- O Estaqueamento deve atender duas condições:
 - 5.1 – A Cota da Ponta (Cp).
 - 5.2 – O Comprimento Útil que é mínimo.(Lu)
 - 5.3 – As recomendações da NBR 6122/2010 referente a execução e controle de estacas devem ser obedecidas.

ESTA PLANTA NÃO SERVE PARA A LOCAÇÃO DOS PILARES DA OBRA.
PARA LOCAR AS ESTACAS 1° LOCAR OS PILARES PELA PLANTA ESTRUTURAL
DE CARGA E LOCAÇÃO DOS PILARES.
LOCAR AS ESTACAS PELO CENTRO DOS PILARES LOCADO
PELA PLANTA DO PROJETO ESTRUTURAL



| Pilar | Seção | Q Máx | Q Mín | Mx | My | Fx | Fy | Estaqueamento | Lu (cm) | CP (cm) | Carga Admissivel |
|--------|-------|-------|-------|------|------|-----|------|---------------|---------|---------|------------------|
| P1 | 19x64 | 171,9 | 68,5 | 2 | 1,6 | 0,6 | 1,8 | 2 Ø 42 | 12 | -12 | 191,4 |
| P2A | 19x64 | 145,9 | 120,9 | 1,6 | 2,9 | 1,3 | 1,3 | 2 Ø 42 | 12 | -12 | 191,4 |
| P3A | 19x70 | 242,9 | 199,7 | 1,4 | 4 | 1,9 | 1,1 | 3 Ø 42 | 12 | -12 | 287,1 |
| P5A | 22x70 | 301,4 | 234,1 | 1 | 3,9 | 1,5 | 0,5 | 4 Ø 42 | 12 | -12 | 382,8 |
| P6 | 25x80 | 103 | 65,7 | 15 | 0,5 | 0,4 | 2,2 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P7A | 19x82 | 129,5 | 92,9 | 0,6 | 4 | 2 | 0,3 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P8 | 30x80 | 115,8 | 21,5 | 13,2 | 0,7 | 0,8 | 3,4 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P10 | 25x60 | 161,4 | 118,1 | 4,9 | 3 | 1,5 | 3,9 | 2 Ø 42 | 12 | -12 | 191,4 |
| P11 | 19x99 | 132 | 95,2 | 3,2 | 2,5 | 1,3 | 2,9 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P12 | 19x99 | 175,3 | 130,2 | 24,5 | 0,6 | 0,4 | 5,3 | 2 Ø 50 | 12 | -12 | 251,0 |
| P13A | 25x60 | 107,1 | 70 | 3,6 | 2 | 1 | 2,9 | 1 Ø 50 | 12 | -12 | 125,5 |
| P14 | 19x99 | 177,1 | 105 | 28,4 | 0,9 | 0,7 | 17 | 2 Ø 50 | 9 | -12 | 251,0 |
| P15 | 19x99 | 95,7 | 75,9 | 27,9 | 1 | 0,7 | 6,6 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P16 | 19x99 | 130,5 | 81,9 | 35 | 1,1 | 0,9 | 19,6 | 2 Ø 50 | 9 | -12 | 251,0 |
| P17A | 19x60 | 130 | 97,9 | 1,4 | 1,8 | 0,9 | 1,2 | 2 Ø 38 | 12 | -12 | 163,4 |
| P18A | 19x82 | 89,3 | 60,7 | 0,8 | 3,1 | 1,7 | 0,4 | 2 Ø 33 | 12 | -12 | 130,6 |
| P19 | 19x99 | 416,5 | 86,5 | 1,7 | 10,7 | 6,4 | 1,5 | 4 Ø 50 | 9 | -12 | 502,0 |
| PE100 | 19x50 | 36,3 | 22,6 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE101 | 19x50 | 37,4 | 26,3 | 0,5 | 0,8 | 0,3 | 0,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE102 | 19x50 | 34,6 | 25,4 | 3 | 0,4 | 0,2 | 1,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE103 | 19x50 | 50 | 39,2 | 3 | 0,3 | 0,2 | 1,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE104 | 19x50 | 51,4 | 39,1 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE105 | 19x60 | 77,1 | 63,8 | 0,6 | 1,2 | 0,5 | 0,3 | 1 Ø 42 | 12 | -12 | 95,7 |
| PE106 | 19x50 | 33,2 | 24,6 | 1,4 | 1,1 | 0,5 | 0,6 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE107 | 19x50 | 25,5 | 10 | 2 | 1,4 | 0,6 | 0,8 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PE109 | 19x50 | 57 | -3,6 | 0,5 | 0,7 | 0,3 | 0,2 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 81,7 |
| PE113 | 19x50 | 40,5 | 36 | 1 | 0,5 | 0,2 | 0,4 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PER1 | 12x50 | 28,5 | -0,5 | 0,2 | 0,8 | 0,4 | 0,1 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PER110 | 12x50 | 17,2 | -1,4 | 0,3 | 2,6 | 1,1 | 0,1 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |
| PER111 | 12x50 | 34,7 | -9,5 | 0,2 | 5,3 | 4,6 | 0,2 | 1 Ø 50 | 12 | -12 | 125,5 |
| PER112 | 12x50 | 5,8 | 2,1 | 0,4 | 3,5 | 2,5 | 0,3 | 1 Ø 33 | 12 | -12 | 65,3 |

| | | |
|-----|-----------------|------------|
| 0 | emissão inicial | 26/08/2015 |
| N.º | Revisão | Data |

| | | | | | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|----------|----------------|-------------|----|
| Obra: | EDIFICIO RESIDENCIAL | Cód. | XXXX | Planta N. | 01 |
| Título: | FUNDAÇÃO ESTAKEAMENTO PRE-MOLDADO | Escala: | INDICADA | Rev. | 0 |
| Cliente: | MATEUS ARARIPE | Data: | 06/2016 | | |
| Projeto: | MATEUS ARARIPE | Desenho: | MATEUS ARARIPE | Verificado: | |
| TODOS OS DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS | | | | | |

